



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Evaluación del diseño estructural del pabellón de aulas “d” de la Institución Educativa

Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

Pedroso Flores, Armando Cesar

Vilela Pérez, Edson Aldair

ASESOR:

Ing. Vásquez Sánchez, Marco Antonio


LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

CHIMBOTE - PERÚ

2018

Página del Jurado

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	Código : F07-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 50
--	---------------------------------------	--

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a) PEDROSO FLORES, ARMANDO CESAR y VILELA PEREZ, EDSON ALDAIR cuyo título es: EVALUACION DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON DE AULAS D DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VICTOR ANDRES BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018.

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el/los estudiante(s), otorgándole(s) el calificativo de: 16.....(número) DISEÑOS.....(letras).

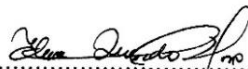
Chimbote, 13 de diciembre de 2018



Dr. CERNA CHAVEZ RIGOBERTO
PRESIDENTE



Ing. ESCOBAR SANCHEZ MARCO ANTONIO
SECRETARIO



Mgtr. QUEVEDO HARO ELENA CHARO
VOCAL

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

DEDICATORIA

Dedico la presente tesis:

A Dios por guiarme por un buen camino que día a día con humildad, paciencia y sabiduría todo es posible.

A mis padres y familiares quienes, con su amor, apoyo y comprensión incondicional estuvieron siempre a lo largo de mi vida universitaria; a ellos que siempre tuvieron una palabra de aliento en los momentos difíciles y que han sido incentivo de mi vida.

Los Autores

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios que siempre me ha protegido y me ha llenado de bendiciones en todo este tiempo, a él que con su infinito amor me ha dado la sabiduría suficiente para culminar mi carrera universitaria.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento, reconocimiento y cariño a mis padres por todo el esfuerzo que hicieron para apoyarme y hacer de mí una persona de bien, gracias por los sacrificios y paciencia que demostraron todos estos años; gracias a ustedes he llegado a cumplir uno de mis grandes sueños y metas.

Agradezco también de manera especial a mi asesor de tesis quien con sus conocimientos y apoyo supo guiar el desarrollo de la presente tesis desde el inicio hasta su culminación.

Los Autores

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo Edson Aldair Vilela Pérez, estudiante de la escuela de Ingeniería Civil, identificado con DNI N° 70001460, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y autentica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Nuevo Chimbote, 13 diciembre de 2018



Edson Aldair Vilela Pérez

DNI: 70001460

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo Armando Cesar Pedroso Flores, estudiante de la escuela de Ingeniería Civil, identificado con DNI N° 73086298, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y autentica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Nuevo Chimbote, 13 diciembre de 2018



Armando Cesar Pedroso Flores
DNI: 73086298

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presento ante ustedes la Tesis titulada “Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018”, con el propósito de evaluar la estructura del pabellón de aulas y así poder brindar alguna propuesta de mejora para el beneficio del cuerpo estudiantil de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde; la presente investigación está constituido por los capítulos de Introducción el cual comprende la realidad problemática, trabajos previos, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación del estudio, hipótesis y objetivo; el segundo capítulo es el método y consta del diseño de investigación, variables, operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad, métodos de análisis de datos y aspectos éticos; el tercer capítulo consta con los resultados, los cuales muestran los resultados que se desarrollaron por cada objetivo específico para cumplir con el objetivo general; el cuarto capítulo se refiere a la discusión el cual se trabajó en base a las normas; el quinto capítulo las conclusiones que se basan en los objetivos específicos y los resultados; el sexto capítulo las recomendaciones; el séptimo capítulo se refiere a la propuesta de mejora el cual se elaboró el mejoramiento del diseño de la cimentación de la estructura como solución al problema que presenta; y por último las referencias bibliográficas utilizadas en la presente investigación.

Índice

Página del Jurado.....	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimiento.....	iv
Declaratoria de Autenticidad	v
Presentación	vii
Índice	viii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT	xi
I. INTRODUCCIÓN	12
1.1. Realidad Problemática	12
1.2. Trabajos Previos	14
1.3. Teorías Relacionadas al Tema.....	19
1.3.1. Configuración estructural.....	19
1.3.2. Análisis estructural.....	22
1.3.3. Diseño sísmico	22
1.3.4. Definiciones.....	26
1.3.5. Descripción de indicadores.....	26
1.4. Formulación del Problema	27
1.5. Justificación del Estudio	27
1.6. Objetivos.....	28
1.6.1. Objetivo General.....	28
1.6.2. Objetivos Específicos	29
II. MÉTODO	29
2.1. Tipo de investigación	29
2.2. Diseño de investigación	29
2.3. Variables, operacionalización.....	29
2.3.1. Variable Independiente.....	29
2.3.2. Operacionalización de variables	29
2.4. Población y muestra.....	30
2.4.1. Población.....	31
2.4.2. Muestra	31
2.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	31
2.5.1. Validez y confiabilidad	31
2.5.2. Técnica de Análisis Documental	31
2.5.3. Guía de Observación.....	31
2.6. Método de análisis de datos.....	31
2.6.1. Análisis descriptivo	31

2.7.	Aspectos éticos.....	32
III.	RESULTADOS.....	32
3.1.	Determinar las presiones admisibles en la cimentación bajo condiciones de carga de servicio.....	32
3.2.	Calcular el asentamiento total y diferenciales de la cimentación.	33
3.3.	Diseñar las dimensiones de los elementos estructurales.	33
3.4.	Contrastar el análisis estático y dinámico lineal.....	37
3.5.	Establecer los períodos y frecuencias fundamentales de la estructura.....	38
IV.	DISCUSIÓN	39
V.	CONCLUSIONES	41
VI.	RECOMENDACIONES	42
VII.	POPUESTA DE MEJORA.....	43
7.1.	Diseño estructural de la cimentación.....	43
7.2.	Modelamiento de pabellón de aulas con el nuevo diseño de la cimentación	45
7.3.	Presupuesto de la propuesta del nuevo diseño de la cimentación del pabellón	47
VIII.	REFERENCIAS.....	48
	ANEXOS.....	49

RESUMEN

La presente tesis tuvo como objetivo central realizar la evaluación del diseño estructural del pabellón de aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde; se tomó como punto de partida la relevante función que desempeñan las instalaciones educativas en la atención de emergencias debido a sismos y la necesidad de diseñar las nuevas edificaciones compatibles a su nivel de importancia y requisitos establecidos en los códigos de diseño sísmicos vigentes.

La metodología empleada en la investigación consistió en recolectar información preliminar de primera fuente para dimensionar y demostrar científicamente el problema se utilizaron métodos de análisis de datos, técnicas de gabinete y de campo; se validó los instrumentos, siendo pertinente y relevante para su aplicación.

Los resultados obtenidos fueron positivos en cuanto al modelo del “Edificio 780 – Actual” usado en las instalaciones educativas manteniendo la seguridad ante la acción de algún evento sísmico de moderada magnitud, destacándose. Finalmente, se propone la implantación de un pabellón de aulas en la institución educativa “Víctor Andrés Belaunde”, acorde con las exigencias de los códigos sísmicos vigentes.

Palabras clave: evaluación estructural, institución educativa, diseño estructural

ABSTRACT

The main objective of this thesis was to evaluate the structural design of the "D" classroom pavilion of the Víctor Andrés Belaunde Educational Institution; the relevant role played by educational facilities in emergency care due to earthquakes and the need to design new buildings compatible with their level of importance and requirements established in current seismic design codes was taken as a starting point.

The methodology used in the research consisted in collecting preliminary information from the first source to dimension and scientifically demonstrate the problem using data analysis methods, cabinet and field techniques; the instruments were validated, being relevant and relevant for their application.

The results obtained were positive in terms of the "Building 780 - Actual" model used in the educational facilities, maintaining the safety of the action of some seismic event of moderate magnitude, standing out. Finally, the establishment of a classroom pavilion at the "Víctor Andrés Belaunde" educational institution, in accordance with the requirements of current seismic codes, is proposed.

Keywords: structural evaluation, educational institution, structural design

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

A nivel nacional, encontramos 54 mil 397 locales dedicados a la educación, sin embargo, aproximadamente unos 12 mil no todos estos cuentan con servicio de agua y alcantarillado. Así mismo, otras 12 mil tienen dificultades sobre su cerco perimétrico; a su vez, 27 mil 400 de los colegios del país están comprometidos a ser derrumbadas por su cumplimiento de vida útil, la cual simboliza un elevado riesgo a la seguridad de los alumnos. Con el fin de poder darle una solución definitiva a estos problemas es necesario que las instituciones gubernamentales, ya sean municipales o regionales, deriven parte del fondo de inversiones a darle un mantenimiento a la infraestructura. (Radio Programas del Perú, 2018, febrero 27).

Para el año 2017 el Instituto Nacional de Estadística e Informática llevó a cabo el censo de Infraestructura Educativa, que permitió dar a conocer la realidad de la circunstancia en la que se encontraban las infraestructuras de las Instituciones Educativas públicas del Perú. Para la inspección del censo mencionado se dispuso con la intervención de más de 400 ingenieros, de las cuales se logró inspeccionar 42 mil 331 de Instituciones Educativas públicas, Y como producto se pudo determinar qué son pocas las instituciones educativas que cuentan con condiciones de seguridad adecuadas ante un movimiento telúrico, asimismo éstas presentan una carencia al acceso de los servicios básicos de calidad, tales como: energía eléctrica, telecomunicaciones, agua y entre otros. Además, no contaban con un lugar en el cual puedan llevar a cabo las clases con normalidad para los alumnos.

Cuando hablamos de infraestructura escolar, el motivo principal es la seguridad de tanto los alumnos como el plantel en el general. Esta información fue recopilada por el censo dio el resultado de que poco menos de un tercio de las infraestructuras fueron realizadas previo a la vigencia del reglamento nacional de la norma E-030 (Diseño sismoresistente), asimismo se determinó que el 41% de la totalidad de edificaciones ejecutadas fueron gracias al aporte de la APAFA

(Asociación de Padres de Familia), y es por eso que no se tomó en consideración los parámetros de seguridad reglamentados.

En este caso, si agrupamos a todas las escuelas ejecutadas que presentan un nivel de vulnerabilidad extremadamente alta, podemos determinar que supera el 50% de la totalidad de centros educativos y esto revela un gran peligro de desplome cuando ocurra un sismo de cualquier magnitud, el cual nos da como consecuencia un problema de seguridad muy alta. De esta forma, podemos decir que alrededor de nuestro país existen muchos centros educativos (48% de las construcciones ejecutadas) que requerirían ser demolidas por los problemas ya mencionados, alrededor del 18% se encuentra reforzada, y solamente casi una tercera parte de todas las instituciones educativas estatales están en buen estado garantizando la seguridad tanto del alumnado como la del personal que laboran ahí.

En el año 2018, a nivel regional en Ancash no se pudo dar inicio a las clases en aproximadamente 15 colegios, ya que estos presentan los problemas a nivel de su infraestructura. Además, 2 de estas edificaciones aun no concluyen con su reconstrucción, debido a que estos fueron demolidos el año anterior, mientras que a los demás no se les realizó su respectiva refacción y mantenimiento que fue causado por el fenómeno del niño costero (14/marzo/2017). (PRONIED, 2014, p.9).

Hoy en día existen muchos centros educativos que ya cumplieron con el tiempo de vida útil con lo que respecta a su estructura, asimismo sabemos que muchas de estas edificaciones estuvieron presentes en el terremoto y posteriormente fueron reconstruidas, en estos salones podemos presenciar que la losa aligerada se encuentra en un pésimo estado, elementos soleados y perjudicados por la culminación de su vida útil y estaría propenso a desplomarse en cualquier momento.

La inquietud esta conducida en esa dirección a propósito de establecer que el aula presenta un alto peligro, suficiente para clausurarlo, teniendo, así como propósito el proteger el bienestar del alumnado y personal en general, existen 42 escuelas del total de 361, está en circunstancia de un alto peligro y necesitan tomar precauciones de manera inmediata para la recuperación de sus establecimientos.

Con respecto al área administrativa, oficinas y otros ambientes presentes podemos percibir que están en pésimas condiciones, a esto le sumamos sus adicionales 35 años de envejecimiento las cuales nos advierten de un posible derrumbe y esta podría arremeter contra la integridad física de miles de personas que conforman el alumnado de las distintas instituciones educativas, de las cuales podemos encontrar 16 en el Distrito de Chimbote y otras 20 en el Distrito de Nuevo Chimbote. (Radio Programas del Perú, 2018, marzo 12).

Hoy en día la reconstrucción de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde está paralizada y prácticamente abandonada desde el año 2013 y únicamente se realizó un 15% de la construcción, el cual implica la ejecución de dos pabellones a nivel estructural, uno solo posee las bases (cimentación) y dos más que aún no se ejecuta ninguna partida dando un conjunto de 5 pabellones.

1.2. Trabajos Previos

Como primer trabajo previo tenemos a Layme del año 2016 en su tesis titulada Diseño estructural de una edificación de concreto armado de cinco niveles configurada en base a muros de corte y losas planas y la evaluación de su comportamiento sísmico con respecto a un sistema dual tipo I en la ciudad del Cusco. “Tiene planteado como objetivo general: Analizar y corroborar en qué proporción se vería afectado el sistema estructural luego de realizar una modificación de una estructura de concreto reforzado el cual posee una configuración estructural dual de tipo I a una configuración con fundamentos de losas planas y muro de corte influyentes en el desplazamiento global de la estructura generado por un movimiento telúrico. A su vez encontramos como objetivos específicos: Estimar la conducta sísmica de una estructura conformada por una configuración estructural dual de tipo I y realizar su diseño. Estimar la conducta sísmica de una estructura conformada por losas aligeradas planas y muros de corte y realizar su diseño. Examinar en que magnitud una configuración estructural conformada por muros de corte y losas aligeradas planas afecta en el valor de la realización de un proyecto con relación a un esquema dual de tipo I. La manera en que realizo la recolección de los datos para la investigación, se le dará uso

mediante un análisis comparativo y una evaluación numérica, para así poder corroborar la hipótesis planteada. Como resultado, según las variables planteadas, los objetivos propuestos, el origen de los problemas, el fin de la investigación; la presente investigación se calificó como una investigación de tipo cuantitativa. En sus conclusiones se determinó lo siguiente: Se logró corroborar la Hipótesis General propuesta para esta investigación, la cual nos ha permitido calificar la incidencia que demuestra el uso de muros de corte y losas aligeradas planas evidenciándose en el periodo de ejecución, el monto del presupuesto y la respuesta estructural. Se logró corroborar que la sub hipótesis planteada en primer lugar, la respuesta estructural ante un movimiento telúrico modelada en sustentos de las losas aligeradas planas y muros de corte está por encima tomando en cuenta la respuesta de un esquema dual de tipo I. Se logró corroborar que la hipótesis planteada en segundo lugar es errónea. Tomando en cuenta la tabla IV-9 el uso de losas aligeradas planas y muros de corte involucra un aumento del costo del 9,13% acerca del costo solicitado con respecto a un sistema dual tipo I. Este aumento se generó ya que principalmente en una configuración estructural con fundamentos de losas aligeradas planas y muros de corte se necesita de áreas de mayor sección para los elementos estructurales y por consecuencia mayor cantidad de insumos (materiales). Este acierto se basa en la tabla IV-8 y la tabla IV-7.

Como segundo trabajo previo, Salazar y Vásquez del año 2016 respecto a su tesis denominada Evaluación estructural de los bloques de aulas y del coliseo de la Unidad Educativa Daniel Reyes, ubicado en San Antonio de Ibarra.

Presenta en objetivo general, la evaluación estructural de los bloques de aulas y del coliseo de la Unidad Educativa Daniel Reyes ubicado en San Antonio de Ibarra.

Además, presenta cuatro objetivos específicos siendo estos los siguientes: Primero, examinar el comportamiento estructural de las edificaciones frente a la concurrencia de un suceso sísmico y sujeto a sus esfuerzos de diseño por medio de la utilización de programas

computacionales. Segundo, realizar la elevación estructural y arquitectónico de las zonas en la que se llevarán a cabo las pruebas en el interior del establecimiento. Tercero, elaborar pruebas no perjudiciales y semi-perjudiciales que aporten conocimientos necesarios como armado y resistencia del hormigón que forman parte de la superestructura. Cuarto, elaborar la prueba mecánica en el esqueleto metálico del coliseo que establezcan las fallas que existen en la soldadura a la que coincidan diferentes de las partes metálicas de la estructura.

Presenta un tipo de investigación de acuerdo al fin que se persigue, además el tipo de estudio procura ser aplicado, ya que procura ser una utilización rápida sobre una problemática previo a la elaboración del conocimiento universal.

Logró obtener las siguientes conclusiones: Inmediatamente después de haber realizado la examinación de la estructura se determina que el Vicerrectorado y el Coliseo necesitan aseguración, ya que muestran deficiencia en las cargas que vienen de forma horizontal. Para el rectorado, no obstante, al tiempo logrado en el modelamiento rebalsa el 30% de lo estimado por la metodología del uno, no necesitan una protección en la estructura, por lo que las derivas se encuentran en el interior del nivel fundado por el reglamento ecuatoriano. El dato que el método de FEMA 154 toma en cuenta con respecto a las especificaciones de la vulnerabilidad sísmica es la clase del suelo, en base a las pruebas de suelo, siendo éstas: la triaxial y la agrupación SUCS, se logró analizar el suelo de acuerdo a la categorización del Reglamento Ecuatoriano se determina que la zona de la escuela Daniel Reyes ubicado en San Antonio de Ibarra es de clase D. De las dos planillas de vulnerabilidad sísmica mostrados, el método de FEMA 154 tiene criterios dónde el esqueleto se mira perjudicada elevadamente, la planilla mostrada por la AIS toma en cuenta los siguientes elementos: constructivos, del esqueleto, del suelo, de la cimentación, entre otras que dejen examinar al esqueleto de una forma intensa, en consecuencia, se lograron resultados más concretos de la vulnerabilidad sísmica de la edificación. De los resultados logrados en las pruebas realizadas en las

columnas del vicerrectorado se comprobó que pese a los sectores de las columnas son de alto volumen, la fortaleza del hormigón es poco a lo establecido en la norma 297 ecuatoriana, de modo que deduce la presencia de los defectos en la construcción de la totalidad de la estructura. Inmediatamente después de analizar el diseño presente de las columnas del Vicerrectorado se logró deducir que en absoluto obedecen los detalles de las reglas empleadas.

En el edificio del Vicerrectorado las derivas de piso rebalsan el 2% de lo consentido en la norma, la ubicación de los diagonales rigidizados agregados como táctica de aseguramiento, dónde estás colaboraron a reducir las derivas del piso, la cual resulto ser efectiva y fácil, ya que disminuyó muy evidentemente los desplazamientos laterales obedeciendo lo establecido en la normativa y al mismo tiempo hubo una disminución del 50 % del ciclo. En relación a la estructura metálica, al finalizar la examinación de las cargas operativas en ella, se encontró que la actividad del viento prevalece frente a la fuerza sísmica, por consiguiente, las verificaciones de los componentes se encuentran a cargo del resultado.”

Como tercer trabajo previo, Quispe, del año 2016 respecto a su tesis denominada Evaluación estructural de los C.E.S. estatales entre el tiempo de servicio versus el peligro, de su Infraestructura actual en la ciudad de Juliaca.

Presenta como objetivo general: Determinar la seguridad, operatividad y funcionalidad de los componentes estructurales de las edificaciones CES estatales de la ciudad de Juliaca.

Además, presenta cinco objetivos específicos, siendo estos los siguientes: Primero, Hallar la relación del mantenimiento en la funcionalidad y seguridad de la Infraestructura de las edificaciones estatales de la CES de la ciudad de Juliaca. Segundo, Hallar las propiedades de los componentes que se emplearon en la construcción de las edificaciones estatales de la CES de la ciudad de Juliaca. Tercero, examinar el requerimiento de clientes que visitan los establecimientos que se encuentran en peligro las edificaciones estatales de la CES de la

ciudad de Juliaca. Cuarto, hallar el efecto de la composición de la estructura en las construcciones de las edificaciones estatales de la CES de la ciudad de Juliaca. Quinto, Proponer medidas de solución estructurales viables a fin de permanecerlas funcionales por un cierto tiempo.

Presenta un tipo de investigación: El diseño que le pertenece a la investigación expuesta es determinística, ya que procura hallar la conducta de los elementos que forman parte de las edificaciones que están destinados a las edificaciones estatales de la CES de la ciudad de Juliaca.

Logró obtener las siguientes conclusiones: La relación del mantenimiento en la funcionabilidad y seguridad de la Infraestructura de las edificaciones estatales de CES resultó estableciente a fin de permanecer un 100% de las infraestructuras funcionales y seguras, igual a lo que estipula el reglamento peruano. En el estudio elaborado se logró contemplar que un 60 % de las infraestructuras lograron realizar su duración de vida y la diferencia que es un 40% está en peligro ya que se encuentran ausentes los mantenimientos y éstas perjudican la seguridad de las infraestructuras. Las propiedades de los componentes que se emplearon en la construcción de las edificaciones estatales de la CES, es diverso en medio de la albañilería y la cal es un 18%, además el 7% de adobe, asimismo el 34% de material noble con falta de indicación técnica y por último un 41 % con indicación técnica u orientación hacia el diseño y construcción. El requerimiento de los clientes que visitan los establecimientos que se encuentran en peligro, las edificaciones estatales de la CES de la ciudad de Juliaca, es continuo y un 100% de las salas o los establecimientos que se encuentran de manera de aulas, debido a que el peligro sísmico es de un 59%. La composición de la estructura si afecta ya que, dentro de las construcciones de las edificaciones estatales de la CES, debido a que el 9% el cual no tuvo indicación técnica, puesto que se contempla que es un peligro aumentar la carga de ayudantes para estos establecimientos; ya que no son seguras y/o requieren derrumbarse o asegurar. La proyección es un 36% de la infraestructura correspondiente a las habitaciones ocupadas de

manera de aulas, obligadas a derrumbarse y la diferencia que es el 23%, están obligadas a asegurarse con las metodologías mencionadas en la investigación mostrada.

1.3. Teorías Relacionadas al Tema

1.3.1. Configuración estructural

Sobre estructuras se tienen una configuración y eso es lo que tomamos en cuenta para acotar a la figura que posee una edificación, bien sea su tamaño, entorno y localización de dichos componentes no estructurales y estructurales de los que forman parte. En otras palabras, la palabra configuración estructural en el grupo de rasgos que le dan a una estructura a fin de funcionar de forma correcta en proporción a las cargas dinámicas o gravitatorias con la que se fue diseñada.

1.3.1.1. Regularidad e irregularidad estructural

La normativa de diseño sismo-resistente (E.030), el cual podemos encontrar en el Reglamento Nacional de Edificaciones, nos sugiere no realizar de diseño de estructuras que contengan alguna clase de irregularidad, así es como se podrá evitar discontinuidades potenciales tanto en el eje vertical como horizontal en su configuración que ha sido diseñado con cargas laterales.

1.3.1.1.1. Irregularidad en altura

La irregularidad en altura es la alteración inesperada de la masa, la continuidad, la geometría, la rigidez y por último la resistencia. Las presencias en alguna de las irregularidades ya referido pueden llevarlas a un irregular desarrollo de cargas y los cuales producirían alteraciones en el edificio.

Tabla N°1: Irregularidades estructurales en altura

Tipos de irregularidades en altura	Interpretación
Irregularidad de Rigidez (Piso blando)	En el momento que hay cambios en la rigidez que muestra cada grado. Esta circunstancia pasa en el momento que hay una detención del flujo de fuerzas con destino a la base superficial de la estructura o la base profunda de la estructura producido en consecuencia de la sustracción, fragilidad o variación de los elementos estructurales.
Irregularidad de Resistencia (Piso débil)	En el momento que la estructura muestra una enorme variación en la resistencia de sus componentes estructurales de un grado con la ayuda de los grados más arriba.
Irregularidad de Masa o Peso	La demasía de la masa logra producir un aumento del volumen de las fuerzas laterales y las alteraciones del entrepiso elaborando, de esa manera, gran fuerzas de torsión.
Irregularidad Geométrica Vertical	En el momento que localizamos el área en planta no es continua en cada grado de una edificación.
Sistemas Resistentes discontinuos	En el momento que muestra un desorden de los componentes verticales (columnas) por una variación de la dirección o por un desplazamiento superior a la dimensión del componente.

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

1.3.1.1.2. Irregularidad en planta

Las irregularidades en planta son las cuales lograron apreciar de forma torsional, torsional extrema, esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma y sistemas no paralelos.

Tabla N°2: Irregularidades estructurales en planta

Tipos de irregularidades en planta	Interpretación
Irregularidad Torsional	Si el medio de la masa no coincide con el medio de la resistencia, un desplazamiento torsional opera en el plano horizontal, produciendo que los diafragmas se inclinen en conexión al medio de tolerancia. La rotación perjudica a las columnas muy lejanas al medio de tolerancia.
Esquinas Entrantes	Es oportuno que no haiga variaciones bruscas de las dimensiones en planta a fin de impedir concentraciones de los esfuerzos.
Diafragma Discontinuo	Se muestra por cambios toscos en la rigidez ocasionadas por cortes o agujeros (superiores al 50% de la área bruta) dejando frágil la capacidad de carga.
Sistemas no paralelos	En el momento que los componentes estructurales que toleran la carga no conservan paralelismo ocasionando fuerzas de torsión sujeto a los desplazamientos sísmicos.

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

1.3.2. Análisis estructural

Es un conjunto de fórmulas que forman parte de un procedimiento sistemático, sirve para poder definir las respuestas que se ejercen sobre las estructuras pertenecientes a una edificación que están en base al desarrollo de las fuerzas con el fin de poseer las ideas acerca de su conducta.

1.3.2.1. Análisis estructural sísmico

El análisis sísmico de las estructuras es una forma en la que se logra encontrar en el interior del análisis estructural y cuenta como objetivo hacer un examen del comportamiento de una estructura mientras ocurre un movimiento telúrico.

1.3.2.1.1. Análisis modal espectral

El método de análisis sísmico es conocido como un acercamiento que simplifica la resolución de las operaciones de los refuerzos y desplazamientos limitantes ocasionados por un sismo, además este se logra usar a fin del cálculo de distintas estructuras en una enorme lista de sucesos de la vida real o prácticos de la ingeniería, y que también se están considerando las normativas de diseño de aquellas obras civiles sometidas a movimientos telúricos. Esta forma tiene ciertas limitantes, las que se tienen que tomar en cuenta aquellas que involucran la forma en la que las edificaciones se comportan, elástico o inelástico a lo largo del movimiento sísmico. (Ceballos y Pinto, 2010, p. 3).

1.3.3. Diseño sísmico

El diseño sísmico de las distintas formas y usos de edificios tienen como fin impedir que excedan los topes del servicio en sucesos de acciones sísmicas de fuerza sensata, si se logran mostrar en distintos escenarios tomando en cuenta como posible resultado dañar o disminuir el de la estructura. (Bazan y Meli, 2004, p. 39).

1.3.3.1. Pre-dimensionamiento

Con este término se puede decir que es la designación de las dimensiones que tendrán los componentes pertenecientes a la superestructura que serán parte de una edificación.

1.3.3.1.1. Columnas

Son aquellos componentes conocidos por ser calculados para resistir compresiones axiales, pese a que normalmente es diseñada con el fin de recibir en conjunto, la fuerza de flexión, torsión o corte. (Blanco, 1994, p. 41).

1.3.3.1.2. Vigas

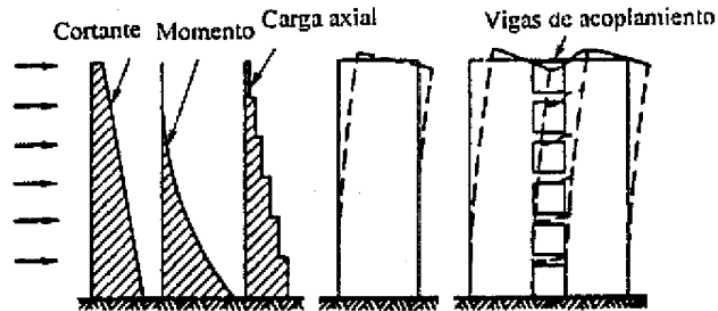
Están hechas de concreto armado, lo cual quiere decir que involucra concreto y acero de refuerzo, son aquellos componentes estructurales que conforman pórticos trabajando a cargas gravitatorias.

A su vez, las vigas se diseñan geoméricamente tomando en cuenta una altura con el siguiente ordenamiento de 0.10 a 0.08 de la luz; tiene que recalcarse que en esta dimensión se toma en cuenta el grosor de la losa aligerada. (Blanco, 1994, p. 39).

1.3.3.1.3. Muros Estructurales

Estos deberían de ser diseñados para resistir los esfuerzos de la fuerza cortante en el punto más alto (en el inicio de la columna es donde se presenta la mayor fuerza cortante), que causan tensión en un extremo y presentan fuerzas que se oponen al extremo contrario, del mismo modo que las cargas gravitacionales que presentan fuerzas que se oponen a la tracción en el muro. (Alcocer, 1995, p. 238).

Figura N° 1: Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado



Fuente: (Alcocer, 1995)

1.3.3.1.4. Losa

La altura de las losas aligeradas se puede calcular tomando en cuenta los próximos datos a mencionar: $h=17\text{cm}$, luces inferiores a 4m; $h=20\text{cm}$, las luces abarcadas en medio de los 4m y 5.5m. (Blanco, 1994, p. 35).

1.3.3.2. Diseño de elementos estructurales

Los componentes que forman parte de una estructura se realiza su diseño para satisfacer dos criterios, los cuales son pertenecientes al área de arquitectura e ingeniería, además deben estar regidos en referencia que al uso que se le dará; de esta forma se logra alcanzar un proyecto de calidad, es así como se satisfacen las exigencias: servicial, protegido, provechoso, eficaz y de menor precio. (Riddell, p. 15, 2010).

1.3.3.2.1. Diseño a la rotura o por resistencia ultima

Aquel método nos sirve para hallar la resistencia final de cualquier componente de concreto sometiéndolo a una carga de fuerzas que se oponen, corte o flexión siendo los resultados de estos sobrepasados o mínimamente similares al esfuerzo calculado que nos da mediante una serie de cargas amplificadas por combinaciones de esfuerzos fundados en el Reglamento Nacional de Edificaciones y dentro de la Normativa E.030.

1.3.3.2.1.1. Diseño por flexión

Este criterio nos colaborará a brindar las dimensiones del componente con una resistencia mayor a lo logrado en los cálculos de las cargas operativas.

1.3.3.2.1.2. Diseño por corte

Este criterio nos dice que el componente estructural sufre deformaciones debido a las cargas externas que traccionan de forma diagonal. Es por esto debido a la resistencia a tracción del concreto se resuelve directamente por la resistencia al corte.

1.3.3.2.1.3. Diseño por flexo compresión

El momento es producido por una flexión, la compresión nos genera una fuerza, y la unión de estos dos criterios no da la flexocompresión el cual nos da pares de punto, y estos se deben calcular a fin de definir si el cálculo del componente soportará la carga adecuada.

1.3.3.2.1.4. Diseño de losas

Podemos diseñar alguna clase de losa, tomando en cuenta diversos criterios y así finalmente logrando un resultado que si pueda soportar las cargas que actúan sobre la misma. (Norma E-060, 2009).

1.3.3.2.1.5. Revisión de esbeltez – columnas

Los esfuerzos de los que se someten sobre las columnas, de ningún modo deben de alterar la forma de este componente ya que estas aumentan su excentricidad; sin embargo, de suceder esto tendremos que volver a calcular el momento producido por el nuevo valor de la excentricidad, también llamada de la manera de efecto de segundo orden.

1.3.4. Definiciones

1.3.4.1. Diafragma rígido

En aquel componente que lo podemos ubicar en el eje horizontal el cual no se distorsiona o altera frente a los esfuerzos que se le someten.

1.3.4.2. Rigidez

Es aquel cambio que está comprendido por los esfuerzos que se oponen a que el componente se distorsiones o deforme por aquel movimiento.

1.3.4.3. Frecuencia, frecuencia natural

Es el valor que se le da para poder dar una medición casi precisa sobre las veces de reiteraciones por unidad de tiempo en un movimiento reiterado.

1.3.4.4. Modos de vibración

Lo que consiguen los modos de vibración es encontrarse mediante el proceso de observación, el cual tome en cuenta las propiedades de rigidez y la repartición de las masas. (Norma E-030, 2016).

1.3.5. Descripción de indicadores

1.3.5.1. Sistema estructural

Es la agrupación de los componentes estructurales que toleran el accionar y requerimientos sísmicos de una edificación.

1.3.5.2. Sistema dual

Son aquellas construcciones que se encuentran constituidas por columnas, vigas y muros estructurales, además estos al mismo momento toleran el accionar sísmico. (Norma E-030, 2016).

1.3.5.3. Sistema de muros estructurales de corte

Un muro de corte se define como un componente estructural tomando en cuenta la bidimensional a causa de su grosor que es inferior en contraposición de sus dos dimensiones sobrantes. El muro es de concreto armado y está diseñado a fin de sostener uniones de las fuerzas axiales, los momentos flectores y las fuerzas cortantes.

1.3.5.4. Comportamiento sísmico

Este estado refiere la manera de reaccionar, accionar y operar de una estructura como contestación en requerimientos o actividad sísmica.

1.3.5.4.1. Período de vibración

Es el ciclo en que la estructura se desplaza por una vibración medida en segundos.

1.3.5.4.1.1. Excentricidad

La llamamos de esta manera a la distancia que existe en medio del centro de rigidez y el centro de masa de la estructura.

1.3.5.4.1.2. Torsión

Podemos decir que cuando una estructura es alterada se debe a una torsión en el momento que actúa acerca de ella un desplazamiento sísmico y se elabora en el momento que la estructura, a causa del desplazamiento sísmico, originan una rotación hacia el lado opuesto desde sus extremos.

1.3.5.4.1.3. Desplazamientos

Al realizar los cálculos de cualquier tipo de estructura, se tiene que tomar en cuenta la rigidez de la misma, ya que en ese caso de un movimiento telúrico está fallará y presentará rajaduras. Por eso es recomendable darle cierto grado de elasticidad para que pueda tener libertad de movimiento con la finalidad de que de esta manera logre trasladarse y no fragmentarse a fin de procurar la estabilidad.

1.4. Formulación del Problema

¿Cuál será el resultado de la Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018?

1.5. Justificación del Estudio

Las edificaciones y en específico las instituciones educativas que encontramos en nuestro País, están en un pésimo estado de

conservación debido a los distintos acontecimientos ocurridos a lo largo de estos últimos 50 años.

Es importante tomar en cuenta que el último de estos acontecimientos fue el del fenómeno del niño costero que ocurrió en marzo del 2017, ya que fue uno de los que generó mayor cantidad de daños a su paso.

Sin embargo, nuestro gobierno no promueve de ninguna forma de gestión para llevar a cabo la debida demolición y reconstrucción o mantenimiento de las instituciones educativas estatales, esta es una de las principales razones por las que nuestro país no realice ningún tipo de progreso a nivel educación y a su vez miles de niños de edad no realicen o concluyan con sus estudios básicos dentro de los distintos centros educativos a lo largo de nuestro país.

Hoy en día en el Distrito de Chimbote la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde se encuentra paralizada su reconstrucción por más de 5 años esto se ocasionó ya que hubo una mala gestión con respecto al manejo del dinero por parte del estado y una mala organización del Programa Nacional de Infraestructura Educativa (PRONIED). Esto generó que la totalidad de su alumnado estudien en distintos colegios del mismo distrito para que los puedan acoger.

Sin embargo, en este proyecto de investigación nos centraremos en la evaluación del diseño estructural del pabellón de aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde para de esta manera poder definir si se consideraron los parámetros establecidos en la Norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y así poder garantizar el tiempo de vida útil, a su vez esta investigación podrá servir como posible modelo para futuras investigaciones relacionadas a las evaluaciones del diseño estructural en pabellones que constituyen los diferentes colegios en el Perú.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo General

Evaluar el diseño estructural del Pabellón de Aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Determinar las presiones admisibles en la cimentación bajo condiciones de carga de servicio.
- Calcular el asentamiento totales y diferenciales de la cimentación.
- Diseñar las dimensiones de los elementos estructurales.
- Contrastar el análisis estático y dinámico lineal.
- Establecer los períodos y frecuencias fundamentales de la estructura.
- Comparar el diseño estructural calculado con el existente.
- Proponer una mejora del diseño estructural existente.

II. MÉTODO

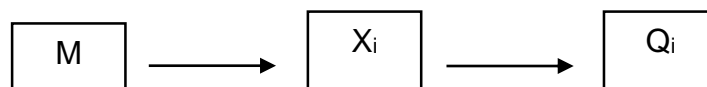
2.1. Tipo de investigación

La investigación según el fin que se busca es aplicada, además según la técnica de comparación es descriptiva – explicativa, por otro lado, la duración de la recaudación de información es transversal y conforme al régimen de investigación es libre.

2.2. Diseño de investigación

El tipo de diseño de investigación a desarrollarse es no experimental, y además es descriptiva – explicativa.

El gráfico es el próximo:



Dónde:

M: Figura la muestra, esto es el lugar donde se realizará la investigación, en la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde.

X_i: Diseño Estructural del Pabellón de Aulas

Q_i: Resultados de la Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas

2.3. Variables, operacionalización

2.3.1. Variable Independiente

Evaluación del Diseño Estructural

2.3.2. Operacionalización de variables

Variable Independiente:

- Evaluación del Diseño Estructural

Definición conceptual:

- El diseño estructural tiene que ver con el procedimiento por el que definimos los componentes, lo cuales involucran los siguientes aspectos: ubicación de la edificación, detalles, uniones, insumos. Los componentes ya mencionados tendrán que mostrar una respuesta adecuada cuando se encuentre en uso o servicio y poseer la suficiente capacidad a fin de tolerar los esfuerzos a los que las estructuras serán sometidas sin que se produzca un colapso de la estructura.

Definición operacional:

- Con el fin de que el desarrollo del presente proyecto de investigación será necesario los planos de estructuras, dimensiones, cargas, parámetros presentes de la Norma E-030 y el EMS, la información será obtenida mediante la observación y un nuevo EMS. Esta información recaudada será procesada de manera computacional y manual, se quiere realizar una comparación entre el diseño ya realizado y el obtenido por la presente investigación.

Dimensiones:

- Evaluación de la cimentación superficial (Esfuerzo Admisible, Diseño a Flexión, Corte o Punzonamiento, Cuantía de acero).
- Evaluación del diseño de columnas (Fuerzas axiales, Diagramas de momentos, Diagramas de cortantes, Cuantía de acero).
- Evaluación de los muros estructurales (Fuerzas Axiales, Cortantes y Momentos).
- Evaluación del diseño de vigas (Diagramas de momentos, Diagramas de cortantes, Cuantía de acero).
- Evaluación del aligerado convencional (Flechas admisibles, Diagramas de momentos, Diagramas de cortantes, Cuantía de acero).
- Evaluación del diseño sísmico (Desplazamientos, Cortante basal estático y dinámico, Modos de Vibraciones).

2.4. Población y muestra

2.4.1. Población

La población a tomar en cuenta a fin de esta investigación está conformada por el Diseño Estructural del Pabellón de Aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote. En el diseño estructural tomaremos en cuenta los siguientes componentes: cimentación superficial, columnas, muros estructurales, vigas, aligerado convencional, diseño sísmico.

2.4.2. Muestra

La muestra a tomar en cuenta a fin de esta investigación es la totalidad de la población, es decir, se tomará en cuenta el Diseño Estructural del Pabellón de Aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde.

2.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.5.1. Validez y confiabilidad

A fin del proyecto de investigación mostrado, respecto a la prueba del diseño estructural del pabellón de aulas que estarán legitimados por 3 especialistas, 1 metodólogo y 2 especialistas del diseño estructural y sísmico de todos los instrumentos.

2.5.2. Técnica de Análisis Documental

Se llevará a cabo diferentes ensayos, los cuales se realizarán en laboratorio y para constatar y veracidad se presentará su certificación y fichas técnicas.

2.5.3. Guía de Observación

Para ello los tesisistas elaborarán, desarrollarán y aplicarán instrumentos.

2.6. Método de análisis de datos

2.6.1. Análisis descriptivo

En la presente investigación el método analítico es descriptivo debido a la descripción que se realizará de la conducta de la variable independiente; diseño estructural del pabellón de aulas, por medio de las operaciones matemáticas, tomando en cuenta todas las partes que forman parte de este y por último evaluar si obedecen las

exigencias mínimas que están presentadas en el reglamento nacional de edificaciones.

A fin de lograr el conocimiento necesario de los componentes del diseño estructural del pabellón de aulas, se hará uso de una guía de observación en la cual se anotarán los indicadores de cada componente, verificando su funcionamiento y así dar solución a las deficiencias que muestran el diseño estructural del pabellón de aulas.

A fin de examinar y brindar una propuesta de mejora se tomarán en cuenta los parámetros y criterios mínimos que ya están fundados en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

2.7. Aspectos éticos

En esta investigación científica se consiguieron resultados, los cuales se basaron en información veraz, obtenidos de la población en estudio y no existirán datos irreales.

Se tomará una especial consideración a aquella que le pertenezca información intelectual a una persona, empleando la citación en cada uno de los puntos que se toquen en la investigación mostrada.

Asimismo, se consideró el compromiso con la responsabilidad social, ya que la presente investigación servirá de ayuda para la mejora de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde.

III. RESULTADOS

3.1. Determinar las presiones admisibles en la cimentación bajo condiciones de carga de servicio.

Para conseguir este objetivo se tuvo que realizar un estudio de mecánica de suelos, en el cual nos brindaría la información necesaria para el diseño de la cimentación.

Tabla N°1: Presiones admisibles

Presión Admisible	2.50 kg/cm ²
Nivel Freático	1.30 m
Df	1.50 m
Presión Actuante	1.129 kg/cm ²

Interpretación: De los datos obtenidos del estudio de suelos se obtuvo que la presión admisible es de 2.50 kg/cm², y la presión actuante es de 1.129 kg/cm². Esto significa que la presión ejercida sobre el terreno por la cimentación es menor a la presión admisible.

3.2. Calcular el asentamiento total y diferenciales de la cimentación.

Según la norma E.050 suelos y cimentación indica que el asentamiento diferencial debe ser menor que 2.54cm y su asentamiento total es de 2.43cm el cual nos brinda el estudio de mecánica de suelos

Tabla N°2: Asentamientos

Asentamiento elástico o total	2.43cm
Asentamiento diferencial	0.6662 cm

Interpretación: Realizado el análisis de la sísmico de la estructura nos resulta que su asentamiento máximo es menor que el permitido según el estudio de mecánica de suelos y su asentamiento diferencias también cumple, debido a que es menor a 2.54 cm según indica la norma E.050.

3.3. Diseñar las dimensiones de los elementos estructurales.

Los elementos de la superestructura (vigas, columnas, losa aligerada) se diseñaron en base al ACI 318-14

Tabla N°3: Vigas

Elemento	b	h	Acero
VP-01	30	60	3 ϕ 5/8 - 3 ϕ 3/4 - 2 ϕ 3/8
VA-01	25	50	6 ϕ 5/8
VS-01	25	50	8 ϕ 5/8
VB-01	15	20	4 ϕ 1/2
VCH-01	25	20	4 ϕ 5/8

Interpretación: Se obtuvieron como resultado cinco tipos de vigas

Gráfico N°01: Comparación de cantidad de vigas

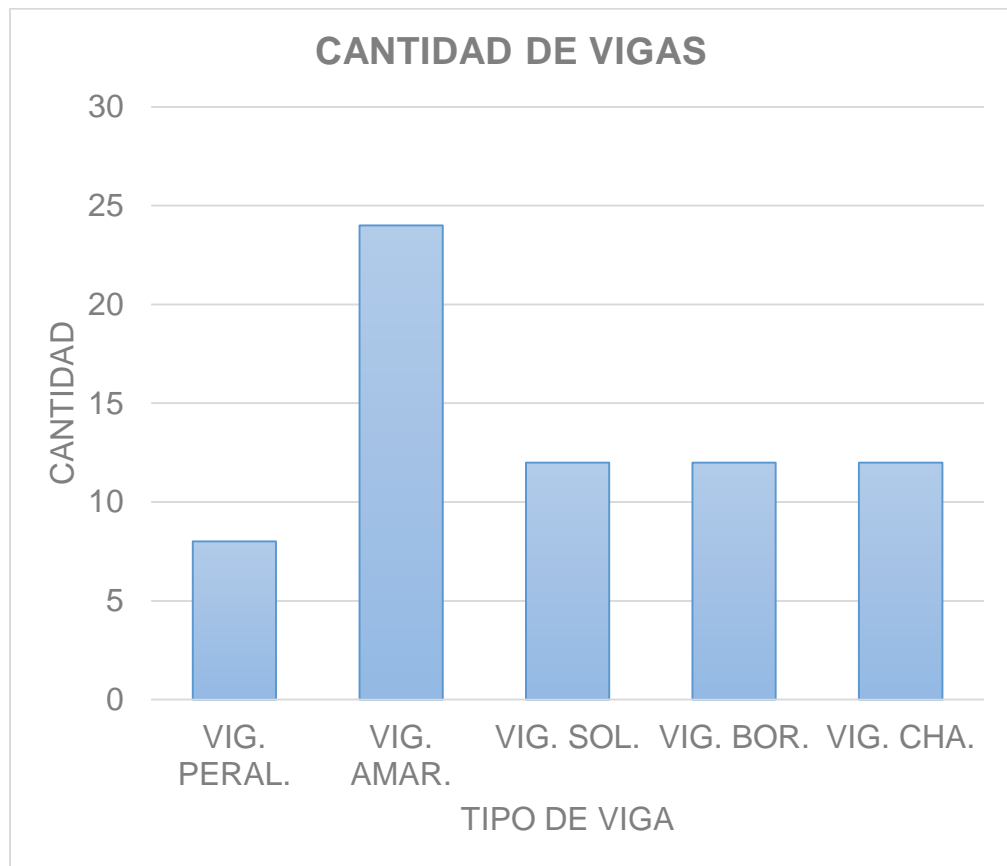


Gráfico N°02: Porcentaje según tipo de vigas

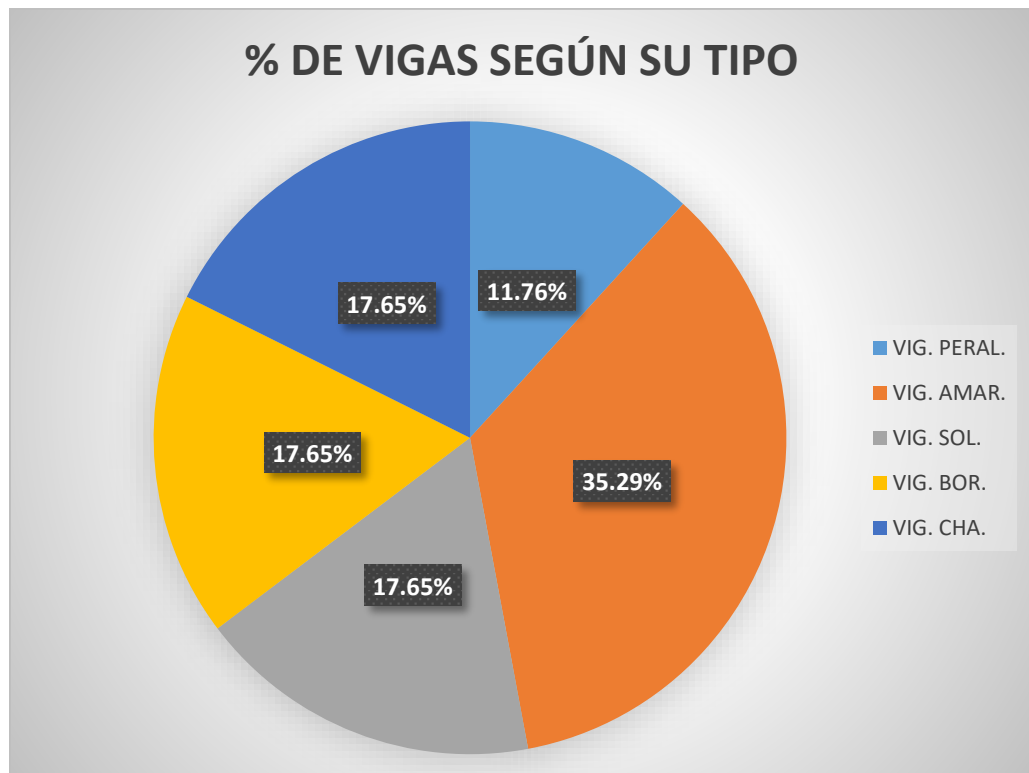


Tabla N°4: Columnas

Elemento	b	h	Acero
C-01 en L	100	50	18φ5/8
C-02 en T	80	60	16φ5/8
C-03 en T	80	60	8φ5/8 - 8φ3/4
c-04	30	25	6φ1/2
CA-01	25	15	4φ3/8

Interpretación: Se obtuvieron como resultado columnas de grandes dimensiones tanto simétricas como asimétricas.

Gráfico N°03: Comparación de cantidad de columnas

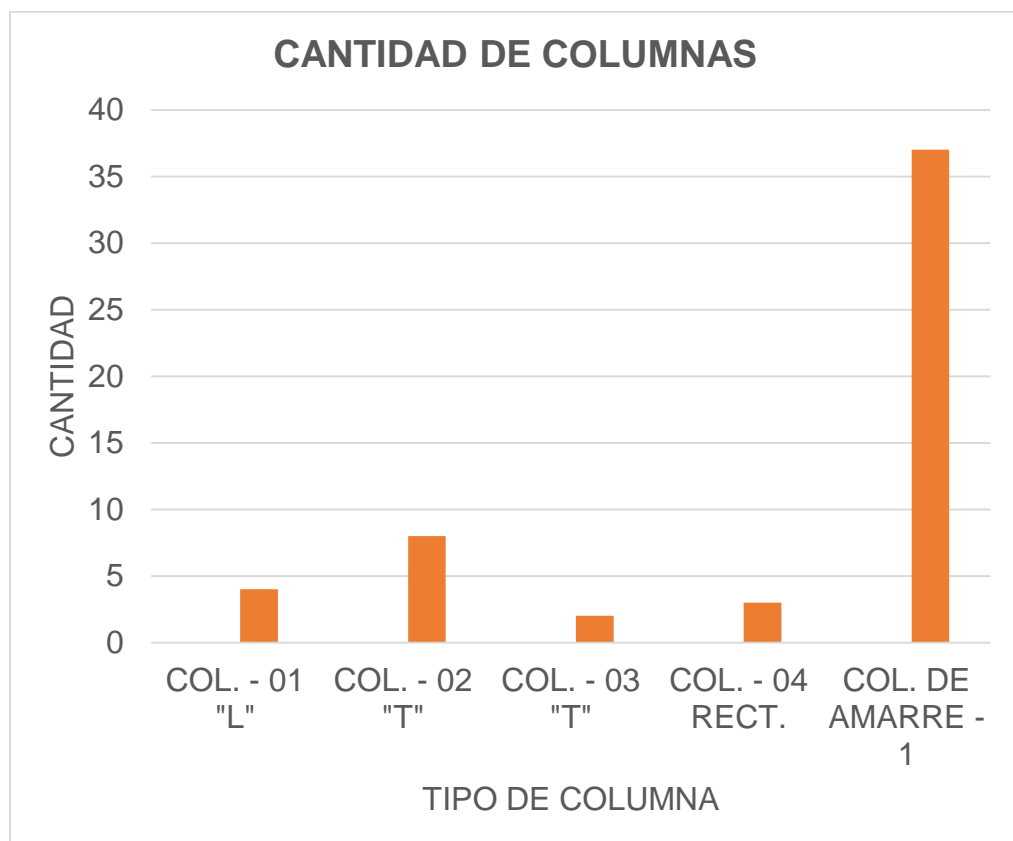


Gráfico N°04: Porcentaje según tipo de columnas

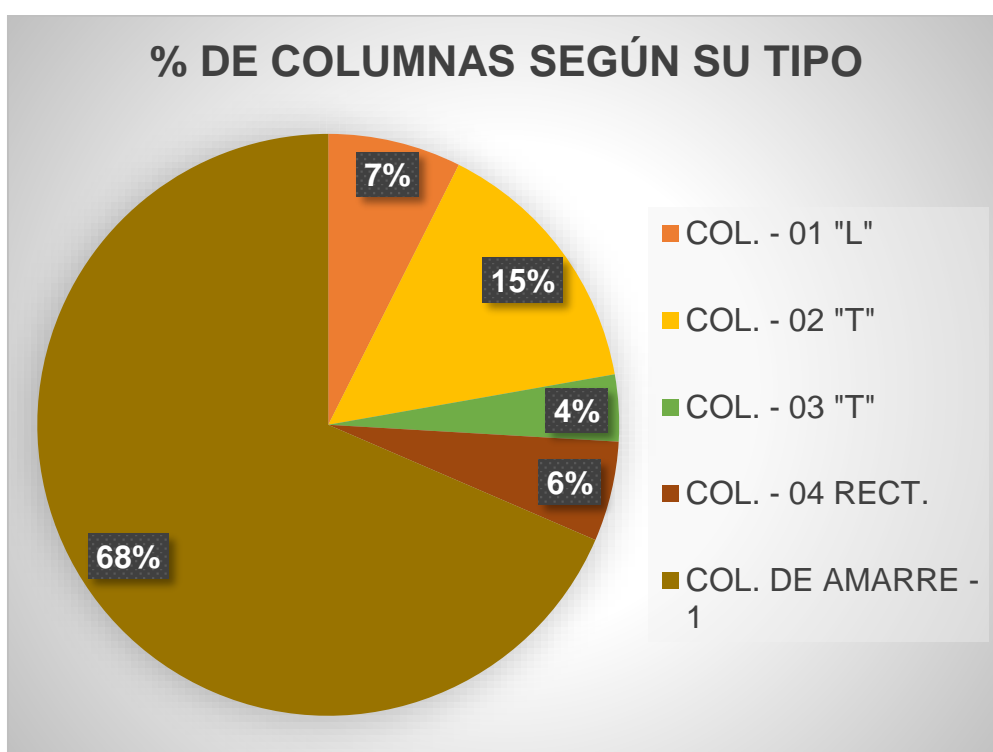


Tabla N°5: Losa aligerada

Elemento	h	Acero +	Acero -
Losa Aligerada	20	3/8 – 1/2	3/8 – 1/2

Interpretación: Se obtuvieron para el acero lo siguiente: Acero corrido de 3/8" en la zona positiva ubicado en las Aulas, acero corrido de 1/2" en la zona positiva ubicado en el Voladizo, acero corrido de 3/8" en la zona Negativa ubicado en las Aulas + (Balancines & Bastones de 1/2"), acero corrido de 3/8" en la zona Negativa en Voladizos + (Balancines & Bastones de 3/8")

Tabla N°6: Zapatas

Elemento	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Acero
Z - 1	220	190	50	1Φ5/8@0.20
Z - 2	190	160	50	1Φ5/8@0.20
Z - 3	200	150	50	1Φ5/8@0.20
Z - 4	110	115	50	1Φ5/8@0.20

Interpretación: Se obtuvieron cuatro tipos de zapatas debido a los cuatro diferentes tipos de columnas que existen en la estructura, en cuanto al acero solo se usará de 5/8" en todas las zapatas.

Gráfico N°05: Comparación de cantidad de zapatas

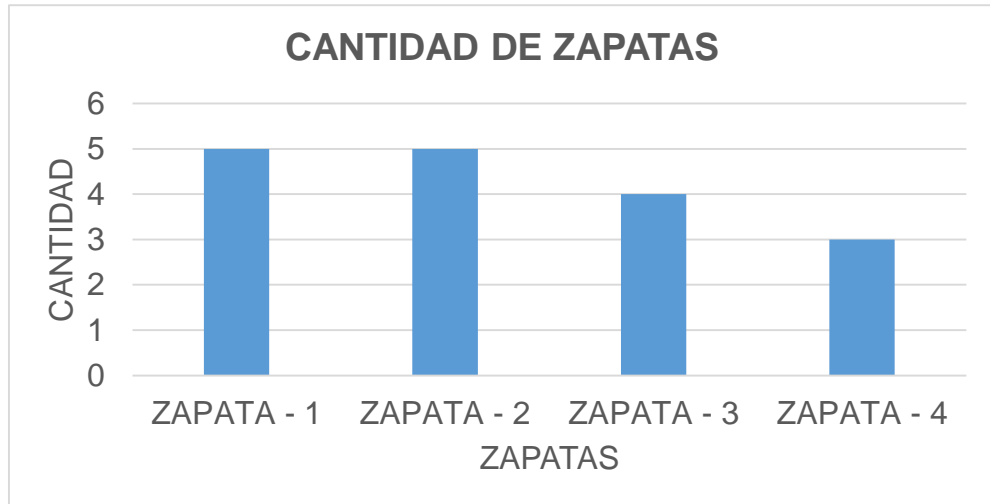
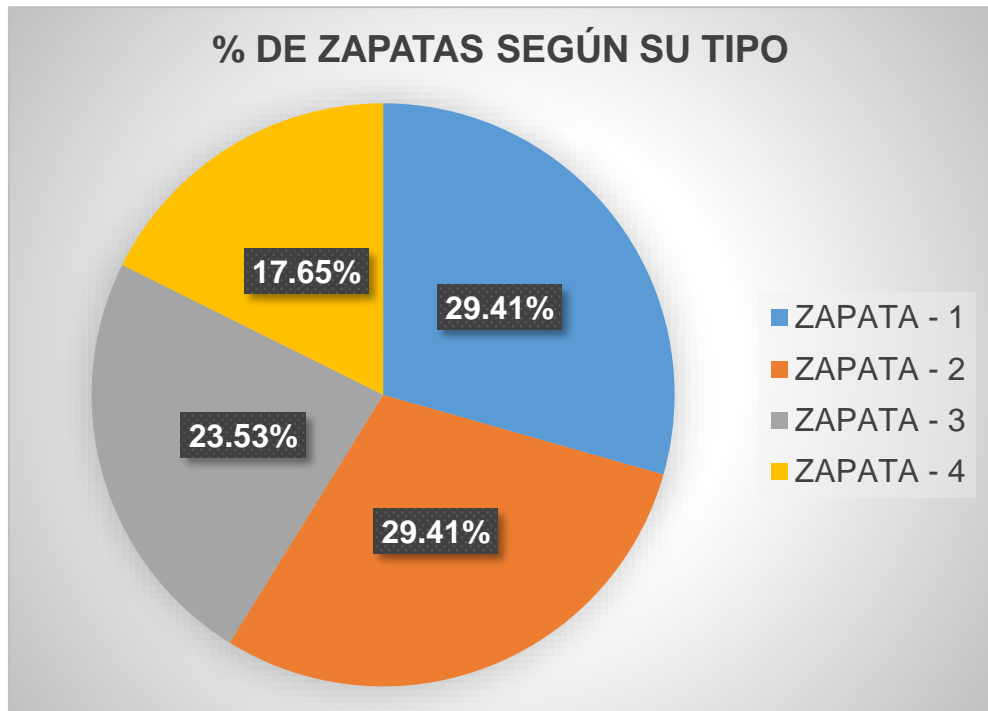


Gráfico N°06: Porcentaje según tamaño de zapatas



3.4. Contrastar el análisis estático y dinámico lineal.

Este cálculo se realizó con los parámetros establecidos en la norma E0.30 diseño sismorresistente.

Tabla N°6: Análisis estático y lineal

Eje	Análisis Estático	Dinámico Lineal
X-X	113616.00	108830.10
Y-Y	151325.00	142759.00

Interpretación: Se obtuvo que el diseño dinámico en X e Y pasan el 80% de la cortante estático para una edificación regular.

3.5. Establecer los períodos y frecuencias fundamentales de la estructura.

Este cálculo se realizó con los parámetros establecidos en la norma E0.30 diseño sismorresistente.

Tabla N°7: Período y frecuencia

Período fundamental	0.268 seg.
Frecuencia fundamental	3.731 hz

Interpretación: El tiempo en el que la estructura va a vibrar es a los 0.268 segundos, siendo este el más crítico, así mismo su frecuencia será 3.731 hz.

IV. DISCUSIÓN

El módulo del pabellón cuenta con el diseño arquitectónico y características que se necesita en la ciudad de Chimbote, además su modelo es similar a todos los módulos que presenta el PRONIED para los centros educativos y esta cumplen con los parámetros estipulados en la norma A.030 Educación.

Por otra parte, el diseño de la estructura se realizó en base a la norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de edificaciones del año 2012, cabe resaltar que en la actualidad esta norma ha sufrido variaciones en el cual se ven afectados los valores de zona, los cuales servirán para obtener su desplazamiento real de la estructura tanto regular como irregular. Estos valores se verán afectados por el factor de Reducción (R). Para este caso el factor de reducción será 1 debido a que la edificación es de categoría esencial no permite irregularidades.

Los resultados de los desplazamientos máximos que presentó cada entrepiso de la edificación del análisis dinámico resultaron mayores al 80% que los resultados del análisis estático lo cual indica la norma E.030 – 2018.

Para la evaluación del diseño estructural existe una función importante del software para realizar el dimensionamiento de cada elemento estructural, los cuales facilitan el análisis y exigencias actuales y consideraciones dadas a través de los códigos de diseño sísmico y estos a través de modelos matemáticos que simulan los eventos sísmicos en la estructura.

Para realizar el diseño de los elementos estructurales se cumplió con los parámetros establecidos en el ACI- 14 y en la norma E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado y E.070 Albañilería, realizado todos los cálculos se comparó con el diseño existente y se verificó que si cumplía las dimensiones y cuantías de acero de cada elemento estructural, así mismo se pudo contrastar que la edificación es de tipo dual debido a que es a porticado en un eje y por presenta muros estructurales.

El proyecto de investigación de Salazar y Vásquez, titulado “Evaluación estructural de los bloques de aulas y del coliseo de la unidad Educativa Daniel

Reyes, ubicado en San Antonio de Ibarra”, su estudio determinó que uno de los parámetros a considerar para la determinación de la vulnerabilidad sísmica es el tipo de suelo. En ese sentido la presente tesis desarrolló como primer punto el estudio de mecánica de suelos para poder determinar su clasificación y/o tipo de suelo para determinar la cimentación adecuada para la estructura.

V. CONCLUSIONES

1. Se logró determinar las presiones admisibles en la cimentación bajo condiciones de carga de servicio, los cuales se realizaron con los metrados de cargas que concurren en el pabellón.
2. Se logró calcular el asentamiento total y diferencial de la cimentación, los cuales estaban dentro del rango permitido en comparación con los resultados que arrojó el estudio de mecánica de suelos.
3. Se logró realizar el diseño de los elementos estructurales, de tal manera se obtuvieron columnas simétricas y asimétricas, zapatas corridas, vigas peraltadas, chatas, soleras y de borde, así como también muros portantes, es por ello que el sistema estructural del pabellón de aulas es dual.
4. Se determinó el análisis estático y dinámico lineal, y estos a su vez se compararon para comprobar que el resultado del análisis dinámico lineal fue mayor que el 90% del análisis estático lo cual indica la norma E.030 Diseño Sismorresistente.
5. Se logró determinar el período y frecuencia del pabellón los cuales sirvieron para su diseño sismo-resistente del pabellón y conocer y/o establecer el tiempo en el que la estructura se mueve o sufre daño bajo un sismo.
6. Se logró comparar el nuevo diseño calculado con el existente para verificar si sus elementos estructurales estaban bien dimensionados, lo cual nos arrojó resultados idénticos al diseño existente, empero con la cimentación nos brinda resultados diferentes debido a su nivel freático y profundidad de desplante (Df).

VI. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda realizar la ejecución de edificaciones educativas con las exigencias y parámetros establecidos en los códigos de diseño sísmico para que estas no presenten vulnerabilidad a riesgos sísmicos y seguridad en edificaciones esenciales.
2. Se recomienda dejar de utilizar edificaciones que no han sido diseñadas como centros educativos, debido a que estos no cuentan con parámetros de uso establecidos en los códigos de diseño estructurales para la construcción de los mismos, cabe resaltar que en la actualidad hay colegios que funcionan en viviendas, así mismos estas exponen la seguridad de toda la comunidad educativa.

VII. POPUESTA DE MEJORA

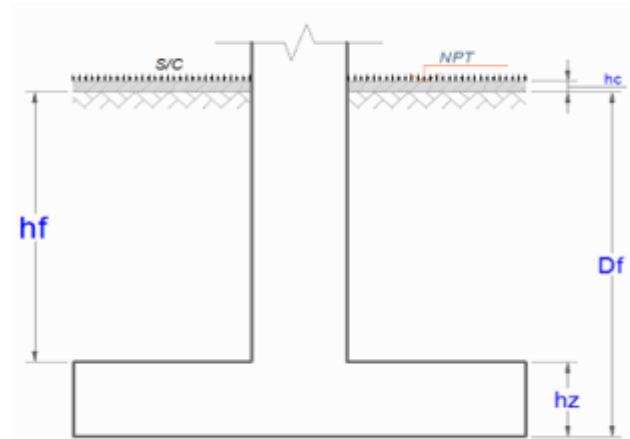
7.1. Diseño estructural de la cimentación

ZAPATA

NTE E.060

ZONA CENTRAL

$P_d =$	26290	Kg
$P_l =$	15220	Kg
$D_f =$	1.00	m
$S/C =$	500	Kg/m ²
$t_1 =$	0.25	m
$t_2 =$	0.25	m
$h_c =$	0.10	m
$\gamma_m =$	1500	Kg/m ³
$\sigma_t =$	2.180	Kg/cm ²
$f'_c =$	210	Kg/cm ²
$f_c =$	210	Kg/cm ²
$f_y =$	4200	Kg/cm ²



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = 1.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

2° Area de la Zapata $T = S = 1.41 \times 1.41 \text{ m}^2$

$$A_{zap} = 20000 \text{ cm}^2$$

$$20000 \text{ cm}^2$$

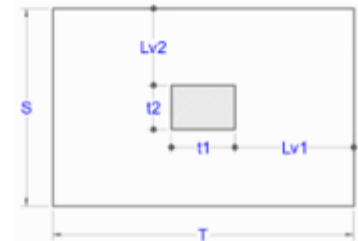
Debe Cumplir que $Lv1 = Lv2$:

$$\begin{array}{l} T \longrightarrow 1.000 \text{ m} \\ S \longrightarrow 2.000 \text{ m} \end{array}$$



$$\begin{array}{l} Lv1 = Lv2 = 0.875 \text{ m} \\ = 0.875 \text{ m} \end{array}$$

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$\begin{array}{l} P_u = 66831 \text{ Kg} \\ A_{zap} = 20000 \text{ cm}^2 \\ W_u = 3.34 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$A_{zap} = T \times S$$

$$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$$

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$$

4° Dimensionamiento de la altura h_z de la Zapata

● Por Punzonamiento

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 66831 - 3.34(25 + d)(25 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

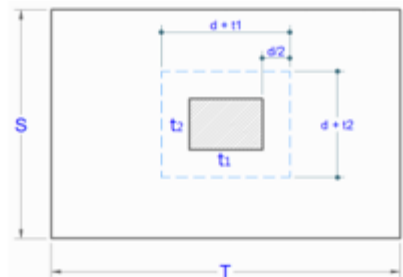
$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

$$d = 24.09 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro de Varilla } \phi : 5/8''$$

$$d_{prom} = 30.9125 \text{ cm}$$



$$h_z = 33 \text{ cm} \longrightarrow h_z = 40 \text{ cm}$$

$$V_u / \phi V_c = 0.58$$

- Verificación por Cortante
 $\phi = 0.85$
 $V_{du} = 37817.99$
 $\phi V_c = 40361.62$

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

$V_{du} < \phi V_c$ (Conforme)

5° Diseño por Flexión $\phi = 0.9$

- Dirección Longitudinal

Usar 15 ϕ 5/8" @ 13.1 cm

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Mu = 25583.74 Kg · m

Ru = 13.39 Kg/cm²

$\rho = 0.003703$

$\rho_{min} = 0.0018$

As = 29.6 cm²

Av = 1.98 cm²

var = 15.0

Esp. S = 13.1 cm

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

→ 15 varillas

- Dirección Transversal

Usar 8 ϕ 5/8" @ 11.9 cm

Ast = 14.81 cm²

var = 7.5

Esp. S = 11.9 cm

→ 8 varillas

6° Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

- Resistencia al Aplastamiento de la Columna

$\phi_n = 0.7$

$$P_n = \frac{P_U}{\phi}$$

$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$

Sobre la Columna
De la Columna

$P_n = 95472.9$ Kg

$P_{nb} = 111563$ Kg

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

Asmin = 3.1 cm²

- Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata

A1 = 0.0625 m²

A2 = 1 m²

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4 \rightarrow 2$$

$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_o$

Ao = 0.125 m²

$P_{nb} = 223125$ Kg

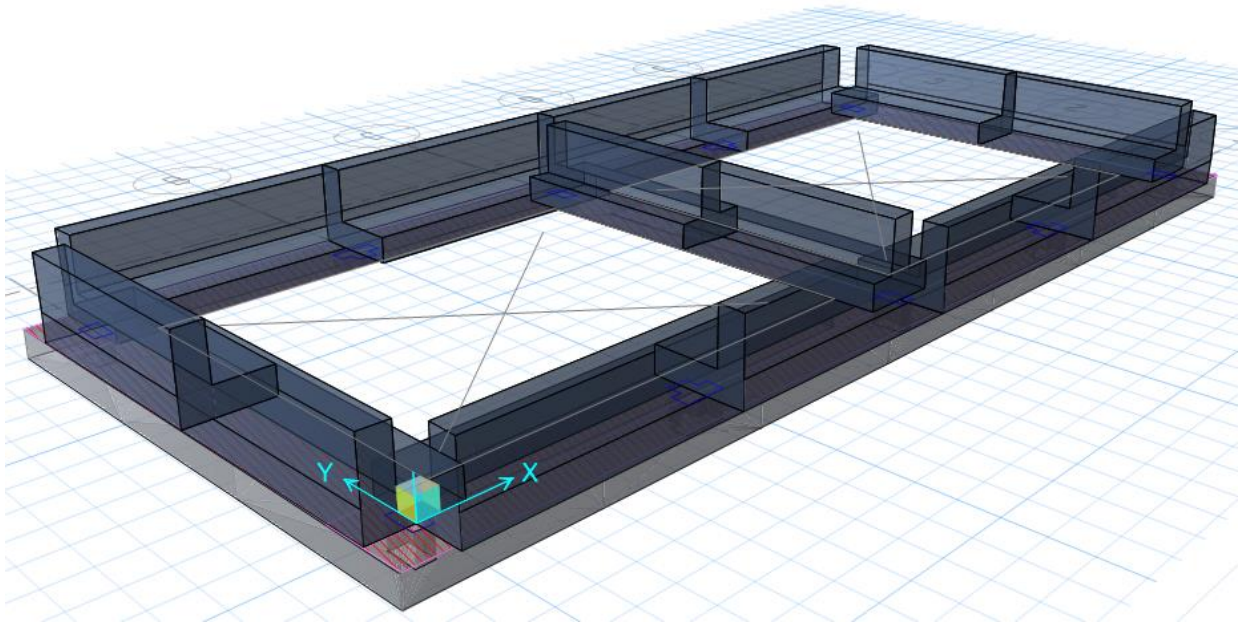
$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

Asmin = 3.1 cm²

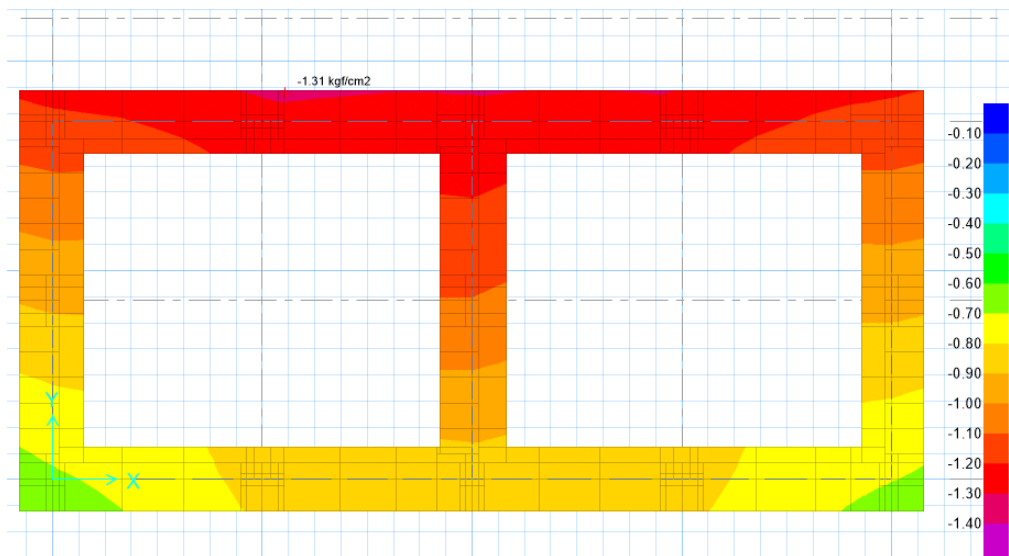
7.2. Modelamiento de pabellón de aulas con el nuevo diseño de la cimentación

CIMENTACION SAFE

TIPO DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO ES ZAPATAS CORRIDAS CON VIGAS DE CIMENTACION

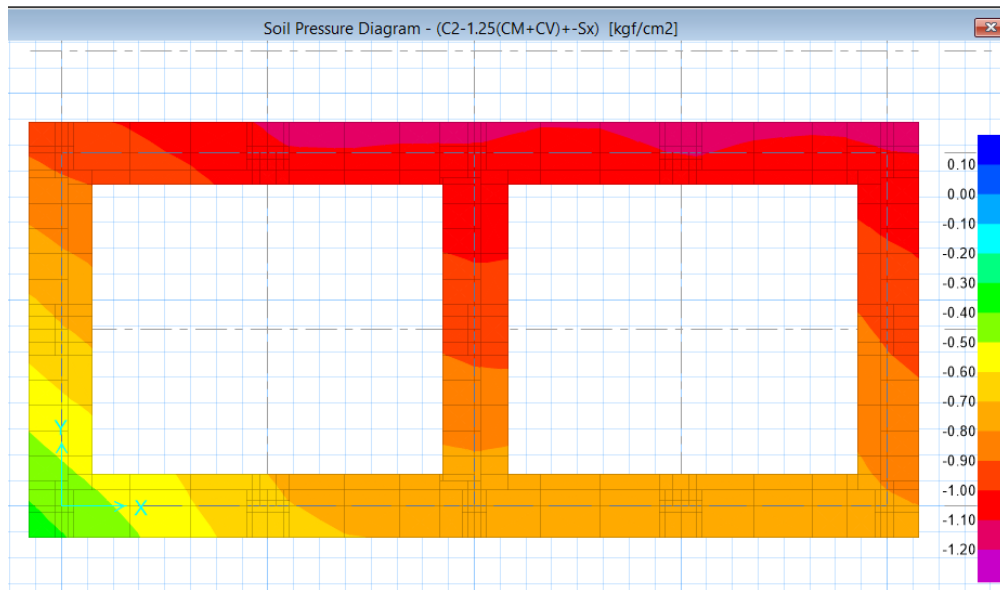


SERVICIO 1: CM+CV



Esfuerzos de la zapata para condiciones de servicio 1, 14.40Tonf/m² (1.44kg/cm²) < 2.18Kgf/cm² (21.8Tonf/m²)

SERVICIO 2: CM+CV+SX



Esfuerzos de la zapata para condiciones de servicio 2, 12.20Tonf/m2 (1.20kg/cm2) < 2.18Kgf/cm2 (21.8Tonf/m2)

7.3. Presupuesto de la propuesta del nuevo diseño de la cimentación del pabellón

Presupuesto: PROPUESTA DE MEJORA DE LA CIMENTACION DEL PABELLON "D" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VICTOR ANDRES BELAUDE, DISTRITO DE CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA - ANCASH
Subpresupuesto: 001 ESTRUCTURAS

Cliente: MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SANTA

Costo al 12/12/2018

Lugar: ANCASH - SANTA - CHIMBOTE

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				16,192.97
01.01	EXCAVACIONES				7,723.25
01.01.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS	m3	239.54	30.71	7,356.27
01.01.02	EXCAVACION PARA CIMIENTOS	m3	11.95	30.71	366.98
01.02	RELLENO				4,494.90
01.02.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	59.98	74.94	4,494.90
01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				3,974.82
01.03.01	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	213.93	18.58	3,974.82
02	CONCRETO SIMPLE				
03	SOLADO				4,205.20
03.01	SOLADO E= 4" C:H, 1:12	m2	139.94	30.05	4,205.20
04	CONCRETO ARMADO				122,115.49
04.01	ZAPATAS				68,060.53
04.01.01	ZAPATAS-CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	53.52	440.90	23,596.97
04.01.02	ZAPATAS-ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	51.76	58.24	3,014.50
04.01.03	ZAPATAS-ACERO F'Y=4200 KG/CM2	kg	6,568.79	6.31	41,449.06
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				54,054.96
04.02.01	VIGAS DE CIMENTACION-CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	63.44	440.90	27,970.70
04.02.02	VIGAS DE CIMENTACION-ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	126.88	54.79	6,951.76
04.02.03	VIGAS-ACERO F'Y=4200 KG/CM2	kg	3,061.20	6.25	19,132.50
05	MEJORAMIENTO DE SUELOS				13,339.33
05.01	MEJORAMIENTO DE SUELOS CON PIEDRA OVER				13,339.33
05.01.01	MEJORAMIENTO DE SUELOS CON PIEDRA OVER	m2	133.30	100.07	13,339.33
	COSTO DIRECTO				155,852.99
	GASTOS GENERALES				
	UTILIDAD				10,909.71

SUBTOTAL 0.0000%	166,762.70
IMPUESTO (IGV) 18%	30,017.29

TOTAL PRESUPUESTO	196,779.99
--------------------------	-------------------

VIII. REFERENCIAS

Alcocer, Sergio. 1995. Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado muros estructurales. Mexico DF : Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), 1995.

Alestegui, Cordova. 2015. Diseño de estructuras de hormigón armado. Chile : Universidad de Santiago de Chile, 2015.

Bazán, Enrique y Meli, Roberto. 2004. Diseño sísmico de edificios . México DF : Limusa, 2004. 968-18-5349-0.

Blanco, Antonio. 1994. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima : s.n., 1994.

Braja, Das. 2001. Principio de Ingenieria de Cimentaciones. Mexico : S.A. Ediciones Paraninfo, 2001.

Ceballos, Marcelo, Pinto, Federico y Prato, Carlos. 2010. Metodo modal espectral. Cátedra de Análisis Estructural. 2010. pág. 12.

E.030, Norma Técnica Peruana. 2016. Diseño sismorresistente. 2016.

E.060, Norma Técnica Peruana. 2009. Concreto Armado. 2009.

Farconi, Aguiar. 2008. Análisis Sísmico de Edificios. Quito : Escuela Politécnica del Ejército, 2008.

Riddell, Rafael y Hidalgo, Pedro. 2010. Diseño Estructural. Quinta. s.l. : Ediciones UC, 2010. 956-14-0463-X.

Roberto, Morales. 2006. Diseño de concreto armado. Lima : Instituto de la construcción y gerencia, 2006.

Villalaz, Crespo. 2004. Mecánica de suelos y cimentaciones. Mexico : Luminosa SA., 2004.

ANEXOS

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de aulas "D" de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote - 2018

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

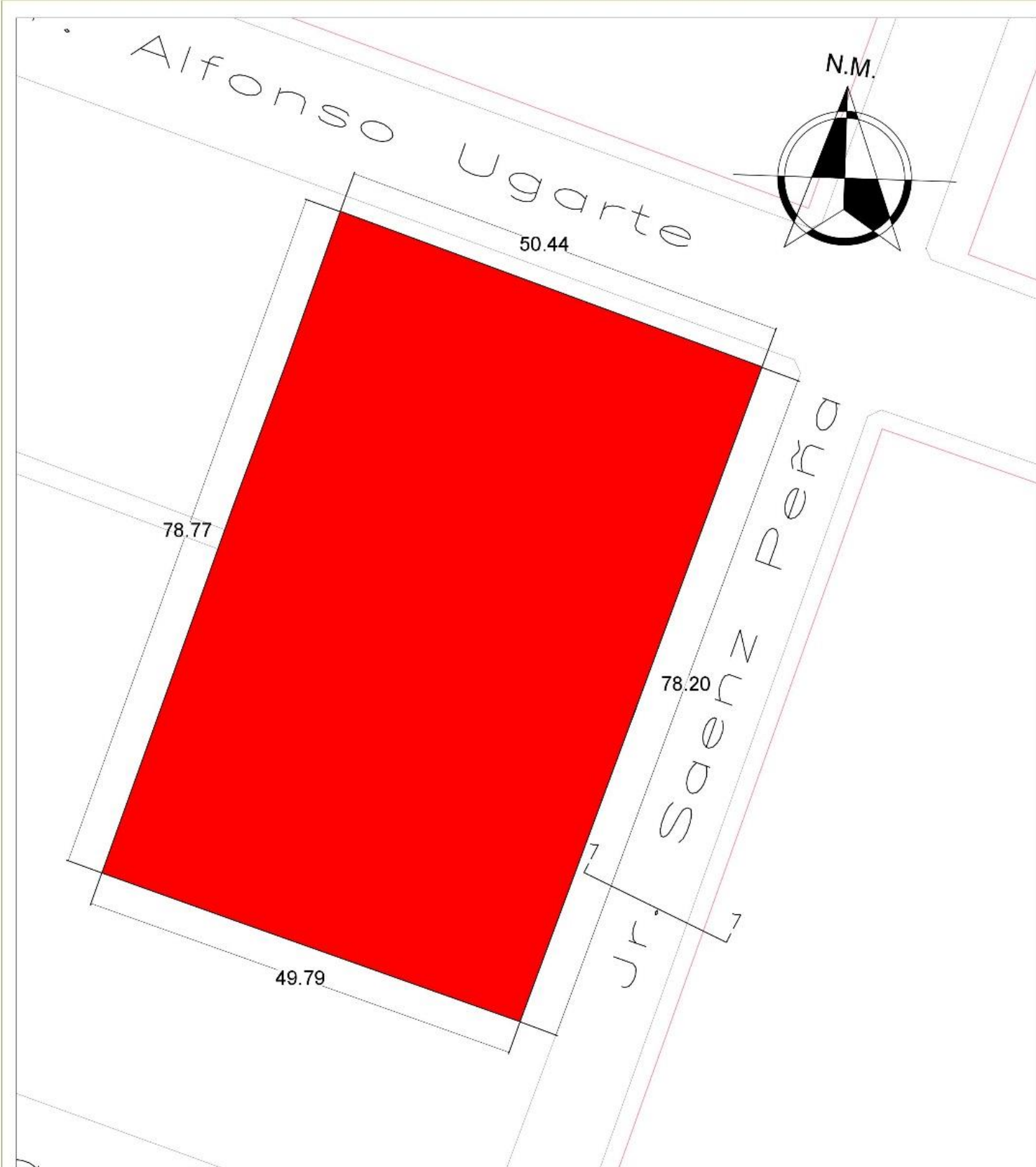
Diseño Estructural y Sísmico

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

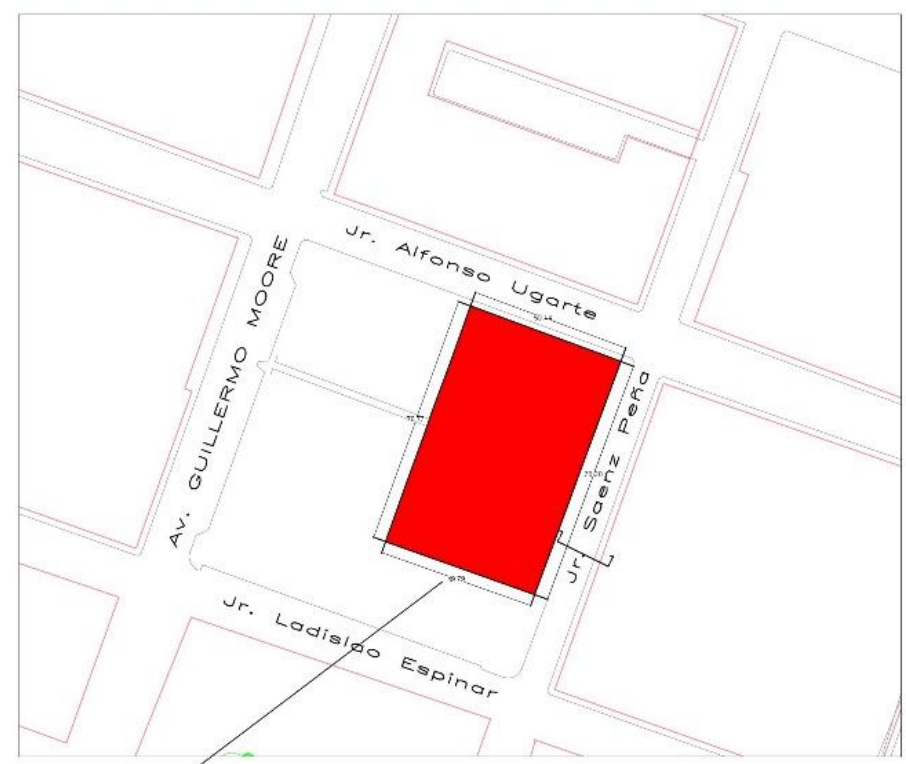
Actualmente la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde se encuentra abandonado debido a que su reconstrucción se paralizó en el año 2013, solo se llegó a ejecutar el 15% de su construcción los cuales solo abarcan dos pabellones ejecutados estructuralmente, un pabellón solo cuenta con las cimentaciones y otros dos aún no se ejecutan dando como total 5 pabellones

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	DIMENSIONES	INDICADORES
<p>¿Cuál será el resultado de la Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018?</p>	<p>General: Evaluar el diseño estructural del Pabellón de Aulas “D” de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluación de la cimentación superficial • Evaluación del diseño de columnas • Evaluación de los muros estructurales • Evaluación del diseño de vigas • Evaluación del aligerado convencional • Evaluación del diseño sísmico 	<ul style="list-style-type: none"> • Esfuerzo Admisible • Diseño a Flexión • Corte o Punzonamiento • Cuantía de acero • Fuerzas axiales • Diagramas de momentos • Diagramas de cortantes • Desplazamientos • Cortante basal estático y dinámico • Modos de Vibraciones
	<p>Específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar las presiones admisibles en la cimentación bajo condiciones de carga de servicio. • Calcular el asentamiento totales y diferenciales de la cimentación. • Diseñar las dimensiones de los elementos estructurales. • Contrastar el análisis estático y dinámico lineal. • Establecer los períodos y frecuencias fundamentales de la estructura. • Comparar el diseño estructural calculado con el existente. • Proponer una mejora del diseño estructural existente. 		

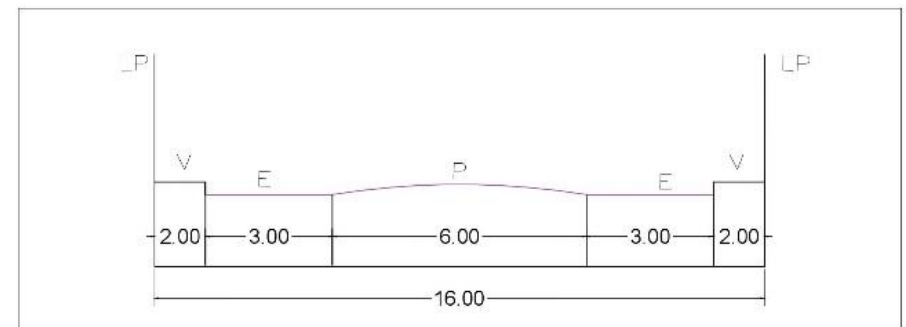
ANEXO 2: PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN




UBICACIÓN
ESCALA 1/500



LOCALIZACIÓN
ESCALA 1/2000



SECCIÓN VIAL - CORTE 1-1
ESCALA 1/150

 FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	CURSO: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN	N° de Lámina
	DOCENTE: MGR. CERNA CHÁVEZ RIGOBERTO	A-01
	Ubicación: JR. ALFONSO UGARTE N° 178	
	ALUMNOS: PEDROSO FLORES ARMANDO CESAR VILELA PÉREZ EDSON ALDAIR	CICLO: IX
	DEPARTAMENTO: ANCASH	PROVINCIA: SANTA
		Escala: Indicada

ANEXO 3: FICHA DE TÉCNICA Y VALIDACIÓN DE ESPECIALISTAS

FORMATO DE CAPTURA DE DATOS PARA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

1. INFORMACIÓN GENERAL DEL INMUEBLE

1.1 Nombre del inmueble: _____
 1.2 Dirección: _____
 1.3 Localidad: _____
 1.4 Referencias: _____

2. USO

2.1.- Habitacional <input type="checkbox"/> Vivienda <input type="checkbox"/> Multifamiliar <input type="checkbox"/> Hotel <input type="checkbox"/> Dormitorio	2.3.- Educativo <input type="checkbox"/> Preescolar <input type="checkbox"/> Primaria <input type="checkbox"/> Secundaria <input type="checkbox"/> Superior <input type="checkbox"/> Biblioteca <input type="checkbox"/> Museo	2.5.- Reunión <input type="checkbox"/> Centro social <input type="checkbox"/> Templo religioso <input type="checkbox"/> Gimnasio <input type="checkbox"/> Salón baile/juego <input type="checkbox"/> Cine/Teatro/Auditorio <input type="checkbox"/> Estadio	2.7.- Comunicaciones y transportes <input type="checkbox"/> Terminal de pasajeros <input type="checkbox"/> Terminal de carga <input type="checkbox"/> Estacionamiento <input type="checkbox"/> Aeropuerto/Puerto <input type="checkbox"/> Correo/Telégrafo/Teléfono <input type="checkbox"/> Radio/Televisión <input type="checkbox"/> Antena transmisora
2.2.- Oficinas / Comercio <input type="checkbox"/> Oficinas <input type="checkbox"/> Tienda <input type="checkbox"/> Mercado <input type="checkbox"/> Restaurante	2.4.- Salud / Social <input type="checkbox"/> Hospital <input type="checkbox"/> Clínica <input type="checkbox"/> Asilo <input type="checkbox"/> Estancia infantil	2.6.- Industrial <input type="checkbox"/> Fábrica <input type="checkbox"/> Taller <input type="checkbox"/> Bodega <input type="checkbox"/> Generac. Eléctrica <input type="checkbox"/> De combustibles	2.8.- Otro: _____

2.9.- Ocupación:
 En uso Abandonada/desocupada Número de ocupantes o capacidad de personas: _____

3. TERRENO Y CIMENTACIÓN

3.1.- Topografía <input type="checkbox"/> Planicie <input type="checkbox"/> Ladera de cerro <input type="checkbox"/> Rivera río/lago <input type="checkbox"/> Fondo de valle <input type="checkbox"/> Depósitos lacustres <input type="checkbox"/> Costa	3.2.- Tipo de suelo <input type="checkbox"/> Arcilla muy blanda <input type="checkbox"/> Limos o arcillas <input type="checkbox"/> Granular suelto <input type="checkbox"/> Granular compacto <input type="checkbox"/> Roca	3.3.- SUELO <input type="checkbox"/> Blando <input type="checkbox"/> Transición <input type="checkbox"/> Firme	3.4.- Cimentación superficial <input type="checkbox"/> Zapatas aisladas <input type="checkbox"/> Zapatas corridas <input type="checkbox"/> Cimiento de piedra <input type="checkbox"/> Losa <input type="checkbox"/> Cajón
--	--	---	---

3.5.- Nivel freático (m): _____ 3.6.- Pendiente del terreno (%): _____ 3.7.- Distancia a río/lago/mar (m): _____

4. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

4.1.- N° de niveles: _____ 4.2.- N° de sótanos: _____	4.3.- Área de terreno: _____	4.4.- Dimensiones Generales: • X (Frente): _____ • Y (Fondo): _____
4.5.- <input type="checkbox"/> Apéndices en azotea (escalera/elevador/cuarto azotea) 4.6.- <input type="checkbox"/> Mezanine (losa intermedia que no cubre toda la planta) 4.7.- <input type="checkbox"/> Piso a meda altura (de los entre pisos tipo) 4.8.- <input type="checkbox"/> Semisótano (primer sótano a medio nivel de calle)	4.9.- N° de escaleras independientes: _____ 4.10.- N° de elevadores: _____	
4.11.- Instalaciones		
<input type="checkbox"/> Elevador <input type="checkbox"/> Agua potable <input type="checkbox"/> Gas	<input type="checkbox"/> Eléctrica <input type="checkbox"/> Alcantarillado <input type="checkbox"/> Otra: _____	

5. PARÁMETROS ESTRUCTURALES DE DISEÑO			
SEGÚN LA NORMA E.030			
5.1.- Factores de Zona <input type="checkbox"/> 1 <input type="checkbox"/> 2 <input type="checkbox"/> 3 <input type="checkbox"/> 4	5.2.- Tipo de Perfiles de Suelo <input type="checkbox"/> S1 <input type="checkbox"/> S2 <input type="checkbox"/> S3 <input type="checkbox"/> S4	5.3.- Categoría del Edificio <input type="checkbox"/> A____ <input type="checkbox"/> B____ <input type="checkbox"/> C____ <input type="checkbox"/> D____	5.4.- Sistemas Estructurales <input type="checkbox"/> Pórticos <input type="checkbox"/> Dual <input type="checkbox"/> Denueros destructurales <input type="checkbox"/> Muros de Ductibilidad limitada <input type="checkbox"/> Albañilería Confinada <input type="checkbox"/> Madera por Esfuerzos Admisibles
5.5.- Irregularidades Estructurales en Altura <input type="checkbox"/> Irregularidad de rigidez - Piso Blando: DIR _____ <input type="checkbox"/> Irregularidad de resistencia - Piso Débil: DIR _____ <input type="checkbox"/> Irregularidad Extrema de Rigidez: DIR _____ <input type="checkbox"/> Irregularidad Extrema de Resistencia: DIR _____ <input type="checkbox"/> Irregularidad de Masa o Peso: DIR _____ <input type="checkbox"/> Irregularidad de Geometría Vertical: DIR _____ <input type="checkbox"/> Discontinuidad en los Sistema Resistentes: DIR _____ <input type="checkbox"/> Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes: DIR _____		5.6.- Irregularidades Estructurales en Planta <input type="checkbox"/> Irregularidad Torsional: DIR _____ <input type="checkbox"/> Irregularidad Torsional Exponal: DIR _____ <input type="checkbox"/> Esquinas Entrantes: DIR _____ <input type="checkbox"/> Discontinuidad del Diafragma: DIR _____ <input type="checkbox"/> Sistemas no Paralelos: DIR _____	
6. PARÁMETROS DE MODELACIÓN ESTRUCTURAL			
6.1.- Dimensiones de los Elementos <input type="checkbox"/> Columnas: _____ <input type="checkbox"/> Vigas: _____ <input type="checkbox"/> Muros Estructurales: _____	6.2.- Tipos de Losa <input type="checkbox"/> Maciza: _____ <input type="checkbox"/> Aligerada: _____	6.3.- Altura (m) <input type="checkbox"/> 1er Piso (m): _____ <input type="checkbox"/> 2do Piso (m): _____	
6.4.- Tabiquería Empleada <input type="checkbox"/> Bloques de Concreto <input type="checkbox"/> Bloques de Arcilla <input type="checkbox"/> Ladrillo <input type="checkbox"/> Frisada <input type="checkbox"/> Otro: _____			
7. CARGAS			
SEGÚN NORMA E.020			
7.1.- Carga muerta (tn/m2) <input type="checkbox"/> Elementos estructurales: _____ <input type="checkbox"/> Tabiquería: _____	7.2.- Carga viva (tn/m2) <input type="checkbox"/> Acabados: _____ <input type="checkbox"/> Cargas repartidas: _____		

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado al Diseño Estructural del Pabellón de Aulas "D" de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado: "Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas "D" de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener el Título de Profesional de Ingeniería Civil.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
Nº	ITEM		
1.1	Nombre del Inmueble	B	
1.2	Dirección	B	
1.3	Localidad	B	
1.4	Referencias	B	
2.1	Habitacional	B	
2.2	Oficinas / Comercio	B	
2.3	Educativo	B	
2.4	Salud / Social	B	
2.5	Reunión	B	
2.6	Industrial	B	
2.7	Comunicaciones y transportes	B	
2.8	Otro	B	
2.9	Ocupación	B	
3.1	Topografía	E	
3.2	Tipo de Suelo	E	
3.3	Suelo	E	
3.4	Cimentación superficial	E	
3.5	Nivel freático	E	
3.6	Pendiente del terreno	E	
3.7	Distancia a río / lago / mar	E	
4.1	Nº de niveles	E	
4.2	Nº de sótanos	B	
4.3	Área de terreno	E	
4.4	Dimensiones generales	E	

4.5	Apéndices en azotea (escalera/elevador/cuarto azotea)	E	
4.6	Mezamine (losa intermedia que no cubre toda la planta)	E	
4.7	Piso a media altura (de los entrepisos)	E	
4.8	Semisótano (primer sótano a medio nivel de calle)	E	
4.9	N° de escaleras independientes	E	
4.10	N° de elevadores	B	
4.11	Instalaciones	B	
5.1	Factores de zona	E	
5.2	Tipos de Perfiles de Suelo	E	
5.3	Categoría del Edificio	E	
5.4	Sistemas Estructurales	E	
5.5	Irregularidad Estructural en Altura	E	
5.6	Irregularidad Estructural en Planta	E	
6.1	Dimensiones de los Elementos	E	
6.2	Tipos de Losa	E	
6.3	Altura (m)	B	
6.4	Tabiquería Empleada	B	
7.1	Carga Muerta	E	
7.2	Carga Viva	E	

Evaluado por:

Nombre y Apellido: GONZALO LEON DE LOS RIOS

DNI: 32929075

Firma: _____


LEÓN DE LOS RIOS GONZALO MIGUEL
 ING. CIVIL
 C.I.P. N° 85900

CONSTANCIA DE VALIDACION


Yo, GONZALO LEON DE LOS RIOS, titular del
 DNI N° 72929075, de profesión ING. CIVIL,
 ejerciendo actualmente como METODOLOGO, en la Institución
UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
 Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: _____
UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Claridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 02 días del mes de Julio de 2018


 LEÓN DE LOS RÍOS GONZALO MIGUEL
 ING. CIVIL
 C.I.P. N° 65900

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado al Diseño Estructural del Pabellón de Aulas "D" de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado: "Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas "D" de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener el Título de Profesional de Ingeniería Civil.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
Nº	ITEM		
1.1	Nombre del Inmueble	B	
1.2	Dirección	B	
1.3	Localidad	B	
1.4	Referencias	B	
2.1	Habitacional	B	
2.2	Oficinas / Comercio	B	
2.3	Educativo	B	
2.4	Salud / Social	B	
2.5	Reunión	B	
2.6	Industrial	B	
2.7	Comunicaciones y transportes	B	
2.8	Otro	B	
2.9	Ocupación	B	
3.1	Topografía	B	
3.2	Tipo de Suelo	B	
3.3	Suelo	B	
3.4	Cimentación superficial	E	
3.5	Nivel freático	E	
3.6	Pendiente del terreno	E	
3.7	Distancia a río / lago / mar	E	
4.1	Nº de niveles	E	
4.2	Nº de sótanos	E	
4.3	Área de terreno	E	
4.4	Dimensiones generales	E	

4.5	Apéndices en azotea (escalera/elevador/cuarto azotea)	B	
4.6	Mezamine (losa intermedia que no cubre toda la planta)	B	
4.7	Piso a media altura (de los entresijos)	E	
4.8	Semisótano (primer sótano a medio nivel de calle)	B	
4.9	N° de escaleras independientes	E	
4.10	N° de elevadores	E	
4.11	Instalaciones	E	
5.1	Factores de zona	E	
5.2	Tipos de Perfiles de Suelo	E	
5.3	Categoría del Edificio	E	
5.4	Sistemas Estructurales	E	
5.5	Irregularidad Estructural en Altura	E	
5.6	Irregularidad Estructural en Planta	E	
6.1	Dimensiones de los Elementos	E	
6.2	Tipos de Losa	E	
6.3	Altura (m)	E	
6.4	Tabiquería Empleada	E	
7.1	Carga Muerta	E	
7.2	Carga Viva	E	

Evaluado por:

Nombre y Apellido: EDGAR RICARDO BERMUDEZ MEJIA

DNI: 46823060

Firma: 

BERMUDEZ MEJIA EDGAR RICARDO
 ING. CIVIL
 Reg. Colegio de Ingenieros CIP N° 21438

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, EDGAR RICARDO BERMUDEZ MEJIA, titular del
 DNI N° 46823060, de profesión ING. CIVIL, ejerciendo
 actualmente como INGENIERO PROYECTISTA, en la Institución
ABJ.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
 Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: _____
LA UNIVERSIDAD CESAR VALLESJO

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Claridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 03 días del mes de JULIO de 2018



Firma

BERMUDEZ MEJIA EDGAR RICARDO
ING. CIVIL
 Reg. Colegio de Ingenieros CP N° 211688

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado al Diseño Estructural del Pabellón de Aulas "D" de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado: "Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas "D" de la Institución Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote – 2018"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener el Título de Profesional de Ingeniería Civil.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1.1	Nombre del Inmueble	B	
1.2	Dirección	B	
1.3	Localidad	B	
1.4	Referencias	B	
2.1	Habitacional	B	
2.2	Oficinas / Comercio	B	
2.3	Educativo	B	
2.4	Salud / Social	B	
2.5	Reunión	B	
2.6	Industrial	B	
2.7	Comunicaciones y transportes	B	
2.8	Otro	B	
2.9	Ocupación	B	
3.1	Topografía	B	
3.2	Tipo de Suelo	B	
3.3	Suelo	B	
3.4	Cimentación superficial	B	
3.5	Nivel freático	B	
3.6	Pendiente del terreno	B	
3.7	Distancia a río / lago / mar	B	
4.1	N° de niveles	B	
4.2	N° de sótanos	B	
4.3	Área de terreno	B	
4.4	Dimensiones generales	B	

CONSTANCIA DE VALIDACION

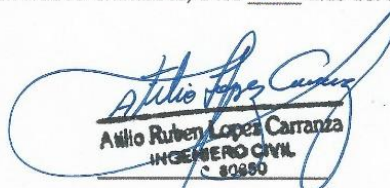
Yo, ATILIO RUBEN LOPEZ CARRANZA, titular del
 DNI N° 32965940, de profesión INGENIERO CIVIL,
 ejerciendo actualmente como DOCENTE UNIVERSITARIO, en la Institución
UCV.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
 Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: UCV

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Ciaridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 02 días del mes de Julio de 2018


 Atilio Ruben Lopez Carranza
 INGENIERO CIVIL
 C. 30890
 Firma

**ANEXO 4:
MODELAMIENTO
EN ETABS DEL
PABELLÓN DE
AULAS "D"**

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

“PABELLON “D” DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VICTOR ANDRES BELAUNDE”

1. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

- Profundidad de Cimentación planteada $D_f = -1.50\text{m}$
- Se ha detectado la Napa Freática in situ dentro de la profundidad (0.80-1.00m).
- Asentamientos Tolerable 2.50cm.

CAPACIDAD DE DISEÑO PARA ZAPATA AISLADA

CALICATA C-4

$$c = 0.00 \text{ Tn/m}^2 \quad -$$

$$\phi = 29.90 \text{ }^\circ$$

$$B = 1.10 \text{ m}$$

$$L = 1.15 \text{ m}$$

Forma= Rectangular

$$\gamma_{\text{soil}} = 1.5 \text{ Tn/m}^3$$

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$T_g\phi$
29.9	29.91	18.20	22.09	0.609	0.575

$$q = CN c S_c + \gamma_{\text{soil}} D_f N_q S_q + 0.5 \gamma_{\text{soil}} B N_\gamma S_\gamma$$

$$S_c = 1.583$$

$$S_q = 1.550$$

$$S_\gamma = 0.617$$

$D_f =$	1.00	1.20	1.30	1.50	m
$q_u =$	53.58	62.04	66.28	74.74	Tn/m ²
$q_u =$	5.36	6.20	6.63	7.47	Kg/cm ²
$\sigma_t =$	1.79	2.07	2.21	2.49	Kg/cm ²

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

“PABELLÓN D”

2. CONDICIONES INICIALES

Pabellón D

- Altura de Estructura: Baja Altura
- Altura Típica: 3.15mts
- Niveles: 02 Niveles
- Tipos de Columnas: Columnas Asimétricas & Simétricas

El proyecto centro educativo estudia el Pabellón D, indicando lo siguiente:

Se ha establecido una estructura regular de uso importante, esta estructura será capaz de soportar las fuerzas laterales, teniendo en cuenta en el primer nivel se toma hasta la conexión Rígida columna zapata.

Se estructuró el módulo con columnas en "L" en las esquinas y columnas "T" en los lugares centrales, Las columnas en T se encuentran el lado longitudinal donde carece de muros portantes comportándose como un pórtico teniendo un sistema estructural Aporticado en X.

SISTEMAS ESTRUCTURALES

- Eje longitudinal (x-x): Sistema Aporticado
- Eje transversal (y-y): Sistema de Albañilería

Los pórticos se amarran con losa aligerada de concreto armado de 20 cm de espesor formando un superconjunto, lo cual lo hace resistente a sismos.

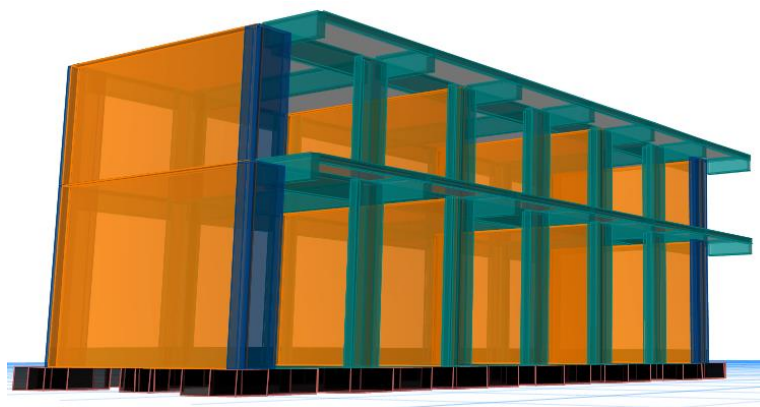


FIGURA 01.-Vista en elevación de la estructura analizada

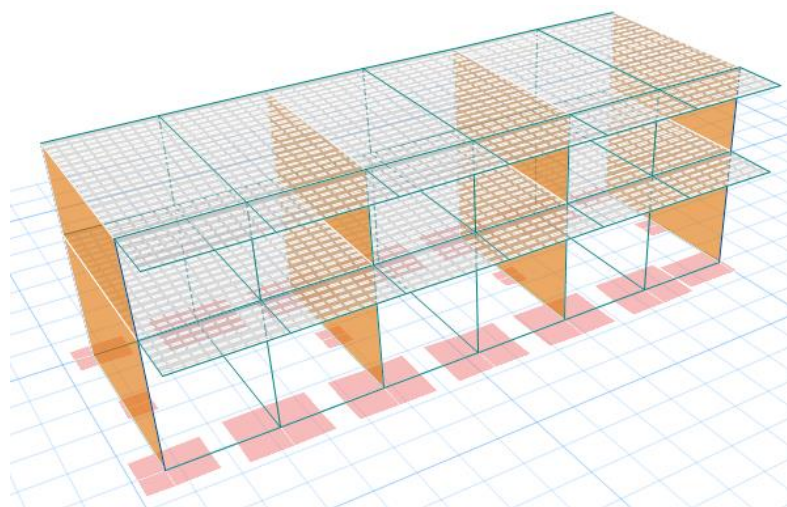


FIGURA 02.-Visualización del modelo estructural representativo

CRITERIOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

1. Los muros ubicados en el perímetro del edificio (aportan mayor rigidez torsional) y todo aquel que se absorba más del 10% del cortante basal será reforzado.
2. Espesor efectivo mínimo $h/20$
3. Los techos inclinados no se comportarán como diafragma rígido
4. De preferencia las vigas coplanares con el muro no deben ser chatas ya que las vigas con suficiente peralte son elementos dúctiles capaces de disipar la energía antes que ocurra la falla por corte en los muros, de seguir esta recomendación se reducirá notablemente las dimensiones de la cimentación.
5. Los alféizares de las ventanas deben separarse, con juntas mínima de $1/2''$

FILOSOFIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Estos principios guardan estrecha relación con la Filosofía de Diseño Sismorresistente de la Norma:

- Evitar pérdidas de vidas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

EVALUACION DE LA CONFIGURACION

- Irregularidad de Rigidez – Piso Blando. No presenta.
- Irregularidad de Masa. No presenta.
- Irregularidad Geométrica Vertical. No presenta.
- Discontinuidad en el Sistema Resistente. No presenta.
- Irregularidad Torsional. No presenta.
- Esquinas Entrantes. No presenta.
- Discontinuidad del Diafragma. No presenta.

La estructura clasifica como Regular.

3. DATOS GENERALES DEL PROYECTO

DATOS GENERALES

Ubicación	: Distrito Chimbote-Alfonzo Ugarte 178
Nº de pisos	: 02 Niveles
Uso	: Esencial (ver tabla en la E030)
Sistema Estructural	: Albañilería Confinada (y-y) Pórticos (x-x)
Área Techada	: Institución Educativa → 235 m ²

L=1.15m Resistencia del Terreno : $q_a \rightarrow 2.49 \text{ kg/cm}^2$ Df.= -1.50m B=1.10m

CARGAS POR GRAVEDAD

Albañilería	1900 kg/m ³ (Incluye el tarrajeo)
Concreto	2400 kg/m ³
Piso acabado	100 kg/m ²
s/c de entrepiso	300 kg/m ²
s/c de Corredizos	400 kg/m ²
s/c sobre Techos	150 kg/m ² (50% s/c entrepiso)

4. MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se trabajará con concreto reforzado, cuyas propiedades se muestran a continuación:

CONCRETO REFORZADO

Resistencia a Compresión : $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Peso Específico : $\gamma_m = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Módulo de Elasticidad : $E'_c = 218819.79 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Corte : $G_c = 95139.04 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Poisson : 0.15 \rightarrow Rígido

El módulo de Elasticidad del concreto, E_c , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318- 2014, cuyas unidades en Kg/cm^2 se muestran a continuación:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

El módulo de corte, G_c se calcula mediante la siguiente relación:

$$G_c = \frac{E}{2(\nu + 1)} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ con elongación mínima del 9%. No se permite traslapar refuerzo vertical en zonas confinadas en extremos de soleras y columnas.

ALBAÑILERIA CONFINADA

Resistencia a Compresión : $f'_m = 55 \text{ Kg/cm}^2$ Dimensiones 13x23x09 cm $t=13\text{-}23$ cm espesores efectivos

Peso Específico : $\gamma_m = 1800 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 1900 \text{ kg/m}^3$ (Incluye el tarrajeo)

Módulo de Elasticidad : $E'_m = 27,500 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia al Corte Puro : $v'm = 7.416 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Corte : $Gm = 11,000 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Poisson : $0.25 \rightarrow$ Dúctil, Flexible
Mortero : $1 : 1 : 4$ Cemento : Cal : Arena

El módulo de Elasticidad de la Albañilería, E_m , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318-2014, cuyas unidades en Kg/cm^2 se muestran a continuación:

$$E_m = 500f'm \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

El módulo de corte, G_c se calcula mediante la siguiente relación:

$$G_m = \frac{E}{2(\nu + 1)} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Ladrillos clase IV sólidos (30% de huecos), tipo King Kong de arcilla, $t=13\text{cm}$, $f'b=14.5\text{Mpa}$

RIGIDECES

Las rigideces de los componentes deberán tomar en cuenta el comportamiento a flexión, corte, axial y las deformaciones por deslizamiento del refuerzo. ASCE/SEI 41-06 sección 6.3.1.2, se tomarán los siguientes valores para el cálculo lineal del edificio:

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams-nonprestressed	$0.3\theta \cdot 5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
Beams-prestressed	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3-0.1 A_g f'_c$ or with tension	$0.3\theta \cdot 5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Beam-column joints	See Section 6.4.2.2.1		$E_c A_g$
Walls-uncracked [†] (on inspection)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Walls-cracked [†]	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat Slabs-nonprestressed	See Section 6.5.4.4.2	$0.4E_c A_g$	-
Flat Slabs-prestressed	See Section 6.5.4.4.2	$0.4E_c A_g$	-

Note: It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. ~~Alternatively, if interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used.~~

†

TABLA 01.-Valores de rigidez

5. MODELO MATEMATICO

El modelo empleado estará sometido a cargas bajas en el techo para casos donde exista tabiques estos serán representados por un peso equivalente para ello usaremos la tabla 2.3 de la Norma E020, teniendo él cuenta el procedimiento que está en libro de consulta de San Bartolomé – Análisis de Edificios.

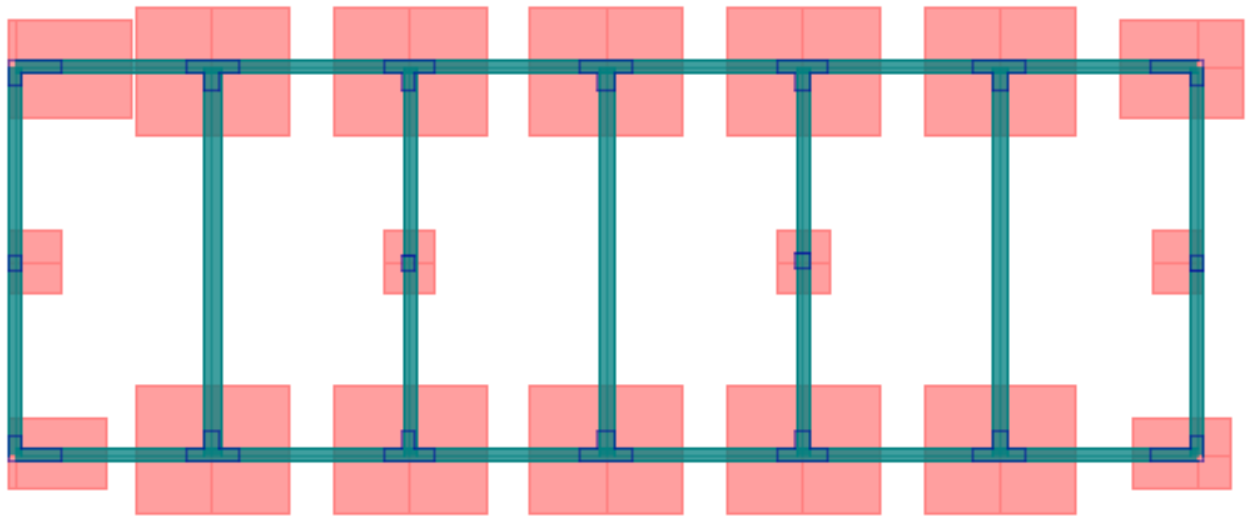


FIGURA 03.-Modelacion representativa en planta del esqueleto estructural

VENTANA DE INICIO

En la ventana de inicio se especifica el número de ejes en la dirección longitudinal y transversal indicando sus separaciones y la altura típica teniendo en cuenta que el software etabs toma como altura hasta la cara superior de las vigas y no en el centroide como lo hace el sap2000.

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story2	3.4	8.35	No	None	No	0	Blue
Story1	4.95	4.95	No	None	No	0	Green
Base		0					

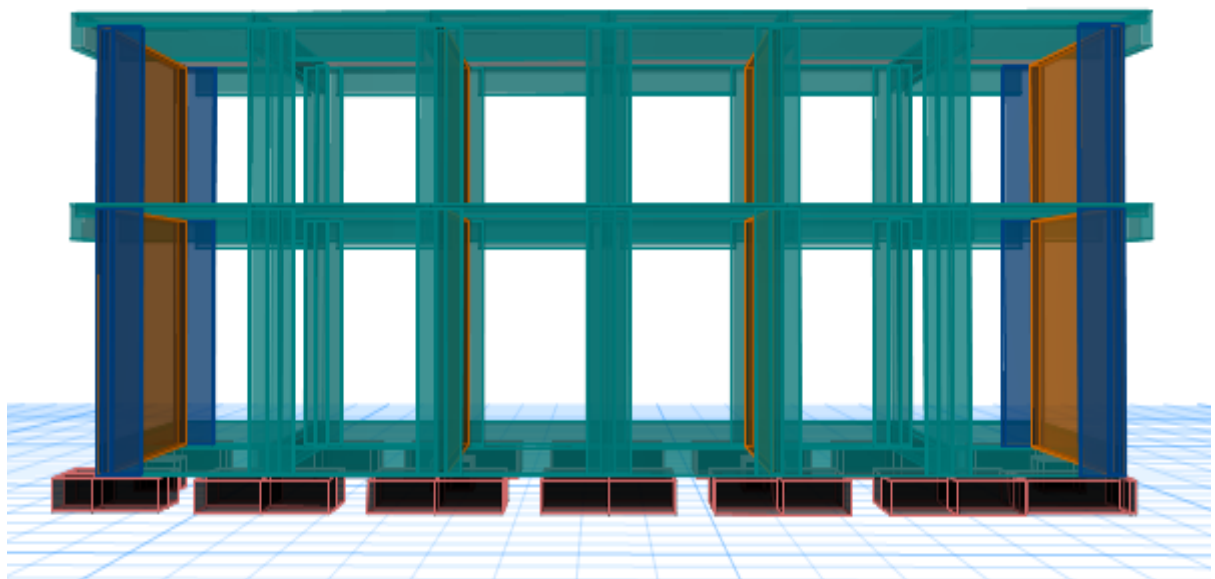


Figura 04.-Modelo computacional

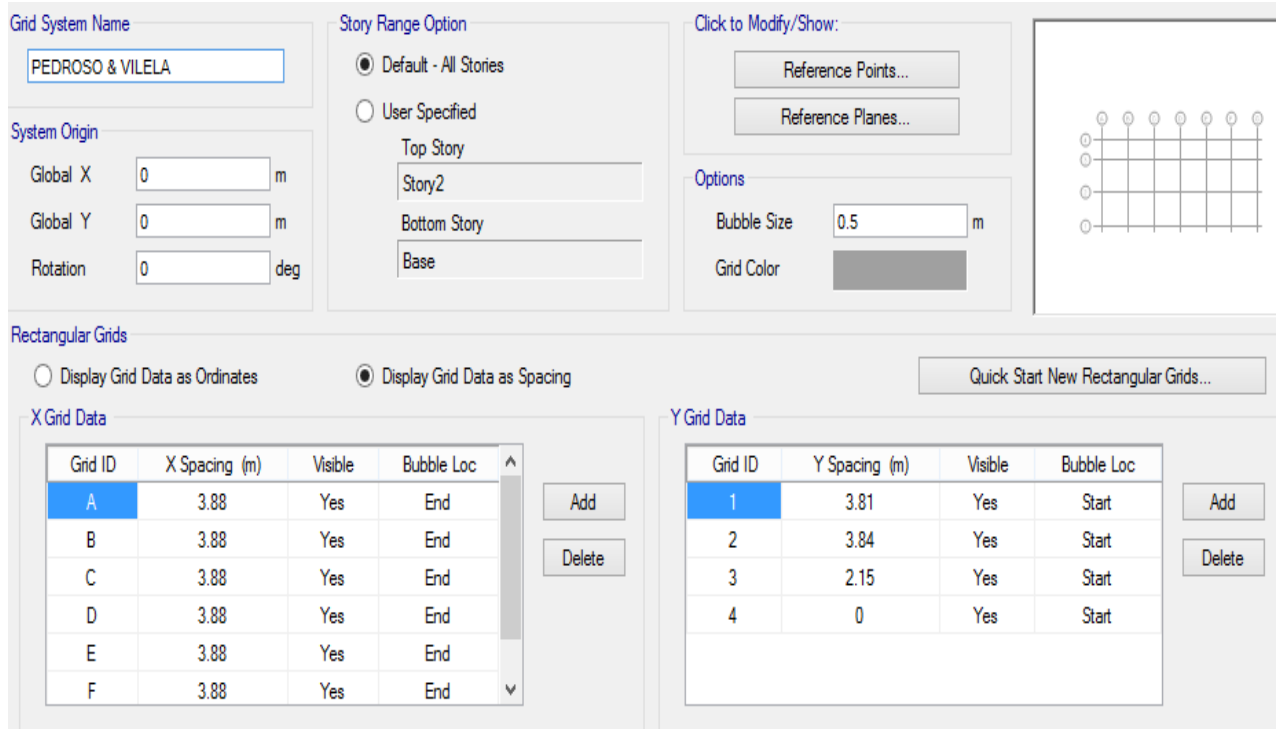


Figura 05.-Debido a que las separaciones de ejes en la dirección longitudinal y transversal son distintas editamos y concluyendo con los datos de entrada posteriormente crear elementos frame, Shell y Wall.

6. CREACION Y ASIGNACION DE ESTADOS O PATRONES DE CARGA

Peso Propio: Lo proporciona y calcula el programa, llevará como nombre "Peso Propio" y será del Tipo "Dead"; no se asignará carga con este patrón.

Carga Muerta: Proporcionado por el peso de elementos y materiales que forman parte del edificio, tales como luminarias, acabados de cielo raso, piso terminado, tabiquerías internas como muros de subdivisión, etc. Su nombre será "CM" y será del Tipo "Super Dead"

Carga Viva de Entrepiso: Esta dado por los componentes móviles en el edificio, tales como, escritorios, mesas y sillas, estantes, mostradores, nosotros, etc. Su nombre será "Live" y será del Tipo "Reducible Live"

Carga Viva de Techo: Generalmente considera el peso de las personas que intervendrán en la colocación de las luminarias, acabados, colocación de coberturas e instrumentos. Su nombre será "LiveUP" y será del Tipo "Live"

El paso siguiente es la creación de los tipos de carga que actuarán en el edificio que se definen mediante patrones de carga, para esto seguiremos usando el comando Define, por lo que seguiremos la ruta "Define/Load Patterns...", así como se muestra en la Figura 06.

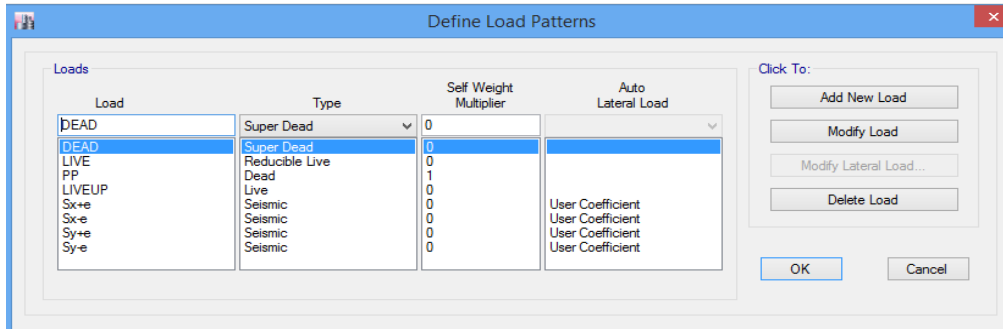


Figura 06. Patrones de Carga creados, de acuerdo a la definición.

Aquí también podemos crear un patrón de carga sísmico que representará el cortante estático en la base del edificio y se calcula de manera automática. Para hacer esto creamos un patrón de carga del tipo “Seismic” llamado “Sismo X”, que nos representará el cortante estático en la Dirección X de análisis, así como se muestra en la Figura 07.

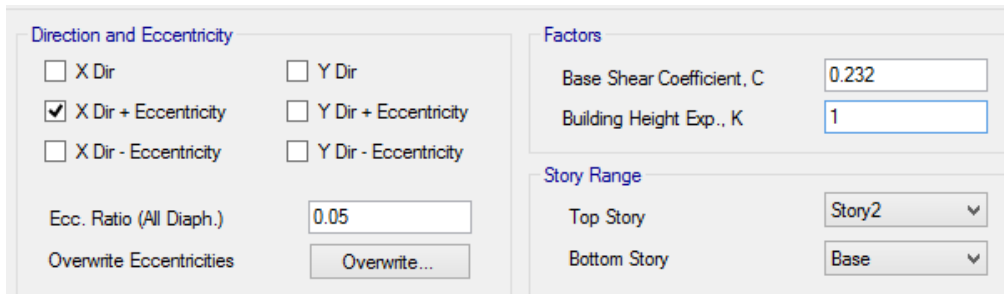
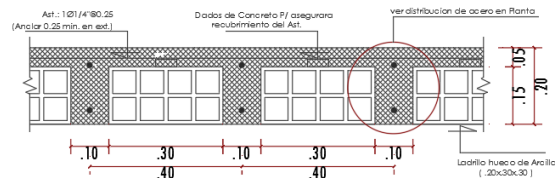


Figura 07. Patrones de Carga Sísmico Estático.

ASIGNACIÓN DE CARGAS ESTATICAS APLICADAS EN LOS ELEMENTOS SHELL (LOSA UNIDIRECCIONAL)

Una vez que tenemos creados los patrones de carga que necesitamos para este proyecto, procedemos a asignar las cargas de acuerdo con el tipo de carga que se tiene. Los valores para cada tipo de carga se detallan en las imágenes.



PESO DE LADRILLO

8.33 7.60 kg 63.31 kg/m²

CARGA EN ENTREPISOS

CM

100.00 kg/m ²	0.40 m	40.00 kg/m
63.31 kg/m ²	0.40 m	25.32 kg/m
163.31 kg/m²		65.32 kg/m
		0.065 Tnf/m

CV

300.00 kg/m ²	0.40 m	120.00 kg/m
		0.120 Tnf/m

CARGA EN AZOETA

CM

100.00 kg/m ²	0.40 m	40.00 kg/m
63.31 kg/m ²	0.40 m	25.32 kg/m
163.31 kg/m²		65.32 kg/m
		0.065 Tnf/m

CV

150.00 kg/m ²	0.40 m	60.00 kg/m
		0.060 Tnf/m



LADRILLO HUECO 15

Medidas promedio (cm): 30 x 30 x 15
 Unidades promedio / m²: 9
 Peso kg. Promedio: 7.8
 Eflorescencia: No
 Absorción: < 18%
 Utilización:
 Losas de techo aligeradas de luces menores a 5 m.

Plan View - Story1 - Z = 4.95 (m) Uniform Loads Gravity (DE...

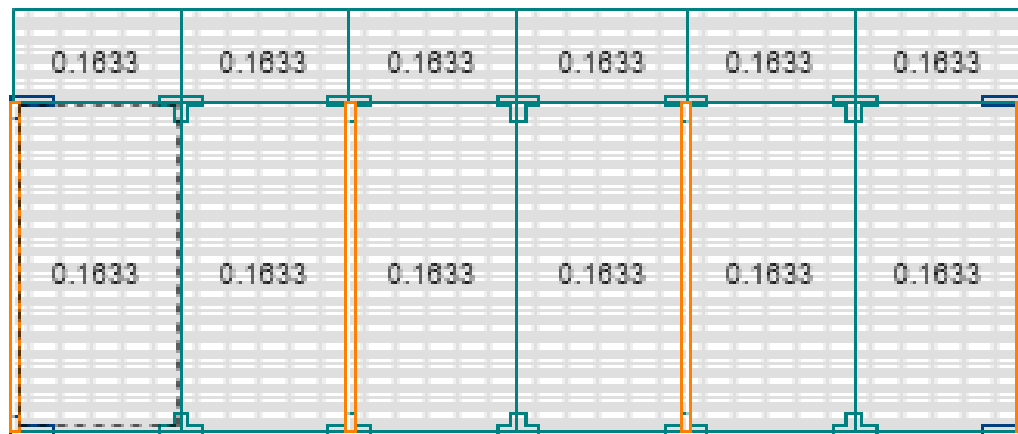
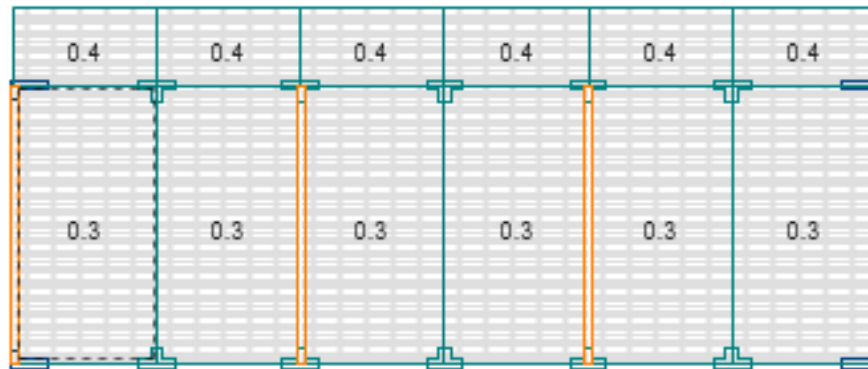


Figura 8. Asignación de Cargas Estáticas debido a la Carga Muerta

Plan View - Story1 - Z = 4.95 (m) Uniform Loads Gravity (LIVE)



Plan View - Story3 - Z = 11.7 (m) Uniform Loads Gravity (LIVEUP)

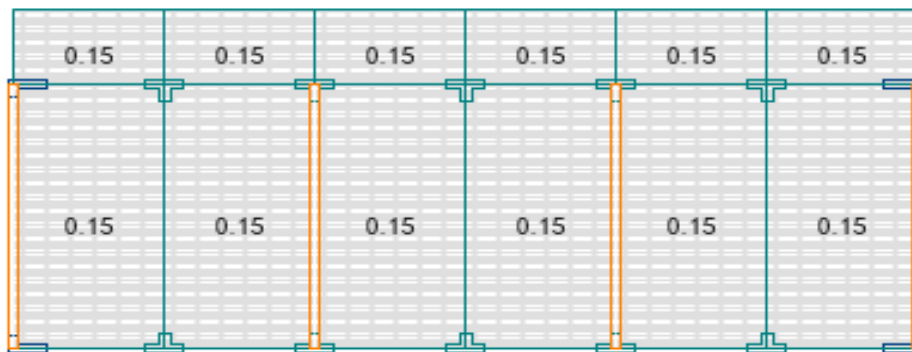


Figura 09. Asignación de cargas

7. PESO SISMICO EFECTIVO SEGÚN LA NTE E.030

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina en concordancia con el Artículo 16.3 de la NTE E.030 que se presenta.

4.3 Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Como el edificio tendrá uso de centro educativo, entonces, de acuerdo con la Tabla N°3 de la NTE E. 030 de Diseño Sismorresistente, la categoría de edificación que le corresponde es del Tipo A siendo ecensial. Luego, de acuerdo con lo anterior, debemos usar la Tabla N°5 de la NTE E. 030

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1,5
	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

A manera de fórmula, el Peso Sísmico Efectivo del Edificio, P, se determinará como:

$$P = (\text{Peso Propio} + CM) + 0.50Live + 0.25LiveUP$$

En ETABS, se define mediante la ruta del menú Define a través del "Mass Source...", Luego en la ventana de Definición de la Fuente de Masa ingresamos los datos calculados recientemente.

8. PARAMETROS DE DISEÑO

Para determinar el Cortante estático en la Base, V, del Módulo, debemos recurrir a la expresión que mostramos a continuación:

$$V = \frac{zucs}{R} P$$

La NTE E.030 nos indica que la siguiente expresión:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

La manera correcta de determinar el Cortante en la Base del Edificio es el siguiente:

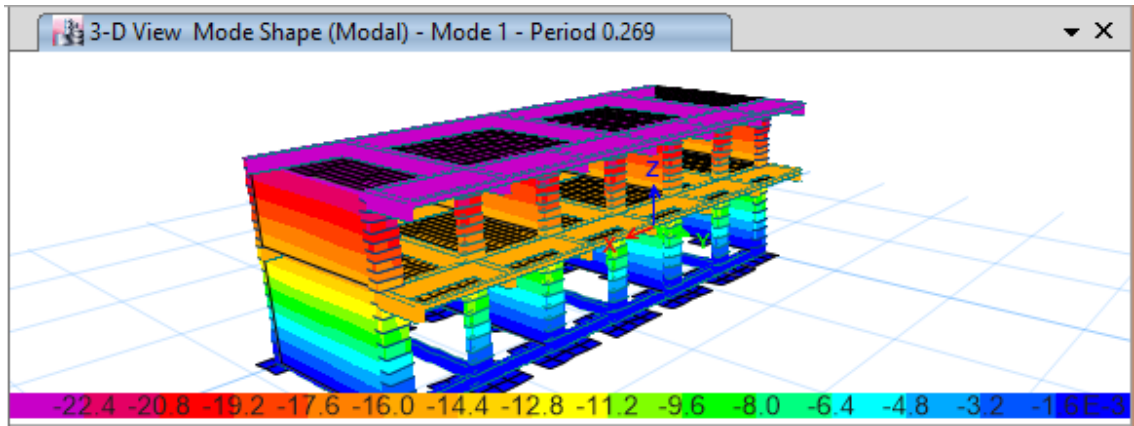


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.269	0.9569	7.2E-06	0	0.9569	7.2E-06	0	7E-06	0.853	0.0034	7E-06	0.8527	0.0034
Modal	2	0.152	2.53E-05	0.9421	0	0.957	0.9421	0	0.8537	1E-05	0.0093	0.8537	0.8527	0.0127
Modal	3	0.127	0.0005	0.0097	0	0.9575	0.9518	0	0.0087	1E-04	0.9438	0.8624	0.8529	0.9565
Modal	4	0.065	0.0424	0	0	0.9999	0.9518	0	0	0.147	0.0005	0.8624	0.9997	0.9569
Modal	5	0.041	0	0.0482	0	0.9999	1	0	0.1376	0	0	1	0.9997	0.9569
Modal	6	0.037	0.0001	0	0	1	1	0	3E-06	3E-04	0.0431	1	1	1

Figura 07. Formas Modales, visualización de la Tabla de PPMM y períodos Fundamentales.

El T fundamental, es el tiempo, mayor (más grande) que puede ocurrir en una estructura, para que ésta vibre.

Hay varios modos de vibración, pero cada uno de éstos modos dura un tiempo en volver a repetir el ciclo de vibración. El tiempo que demora la estructura en repetir su modo de vibración es el PERÍODO (T) para ese modo de vibración. El mayor de éstos T, es el período fundamental.

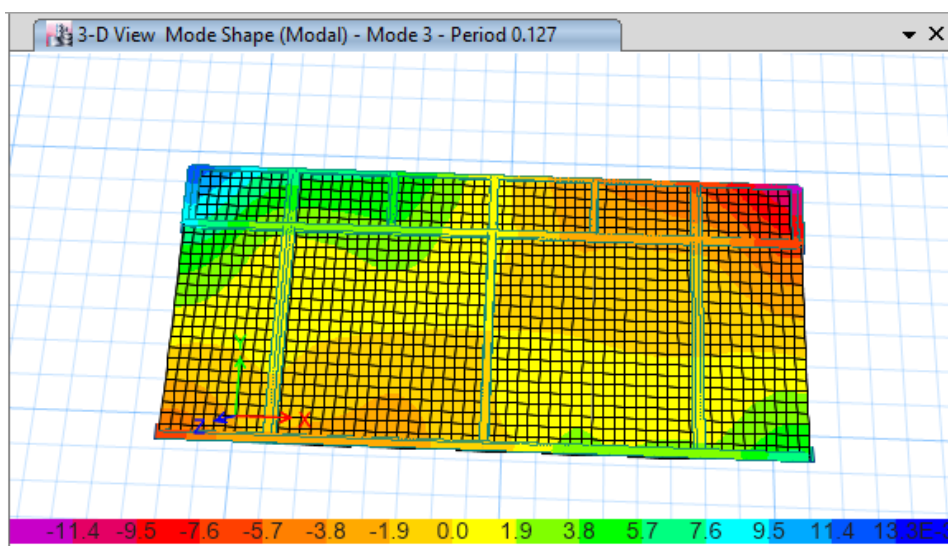
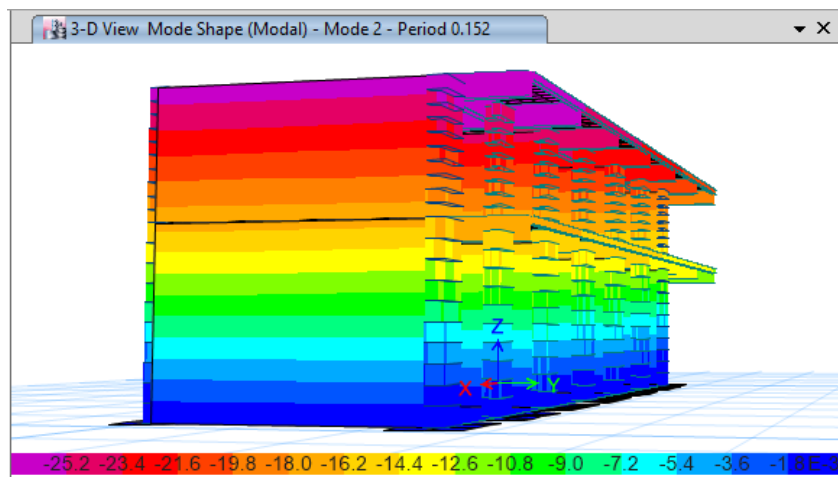
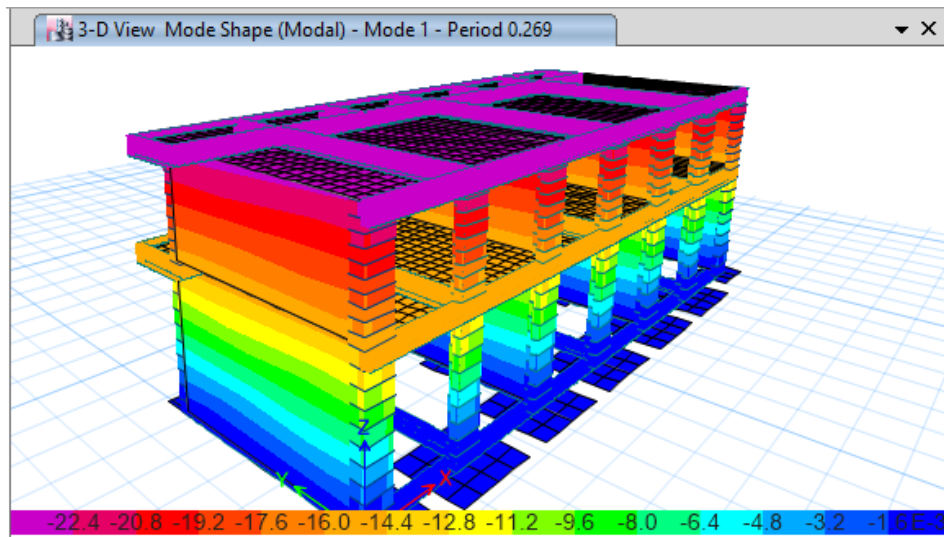
Teniendo un período proporcionado por el software dentro de lo establecido, considerando los 3 primeros modos de vibración.

Modo 01: 0.269seg. Traslacional en X con 95.69% de PPMM y 0.34% rotación RZ.

Modo 02: 0.152seg. Traslacional en Y con 94.21% de PPMM y 0.93% rotación RZ. .

Modo 03: 0.127seg. Rotacional en Z con 94.38 % participa en rotación RZ.

SumUx 100% de PPMM, SumUy 100% de PPMM siendo mayor al 90% y SumRz 100% de PPMM



9. COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA, C

En concordancia con el tipo de suelo, mediante la expresión del Artículo 7 de la E.030 2016.

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T} \right) \dots\dots\dots(3)$$

10. FACTOR DE REDUCCION SISMICA, R

Z4=0.45 U=1.50 S=1.10 Tp=1.00 TL=1.60

Rox=8.00 Rx=8.00 SISTEMA DE PORTICOS

Roy=6.00 Ry=6.00 SISTEMA DE ALBAÑILERIA

Obteniendo el período fundamental de la estructura, usaremos la condición (1) siendo menor al Tp

T =0.268

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

11. EVALUAR C/R

$$\frac{C}{R_x} = \frac{2.5}{8} = 0.3125 \quad 0.3125 \geq 0.125 \quad \frac{C}{R_x} = 0.3125$$

$$\frac{C}{R_y} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \quad 0.4167 \geq 0.125 \quad \frac{C}{R_y} = 0.4167$$

12. CALCULO DE LOS COEFICIENTES ESTATICOS

$$\frac{ZUCS}{R_x} = 0.45 \times 1.50 \times 1.10 \times 0.3125 = 0.232 \quad \text{SISTEMA DE PORTICOS}$$

$$\frac{ZUCS}{R_y} = 0.45 \times 1.50 \times 1.10 \times 0.4167 = 0.309 \quad \text{SISTEMA DE ALBAÑILERIA}$$

En el programa, este dato se ingresa en la ventana “Define Load Patterns”, ingresando el valor calculado en Base Shear Coefficient, C, así como muestra la Figura 12.

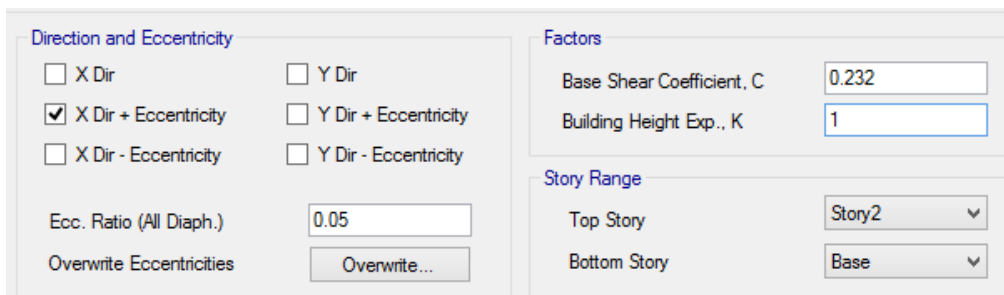


Figura 12. Ingresando el coeficiente para el análisis estático

13. Calcular el Cortante en la Base.

Usando la expresión indicada al inicio de este apartado, se calcula el Cortante en la Base del Edificio, pero antes debemos de calcular el peso sísmico efectivo, en el programa se visualiza mediante la Tabla “Center of Mass and Rigidity” cuya captura se muestra en la Figura 13.

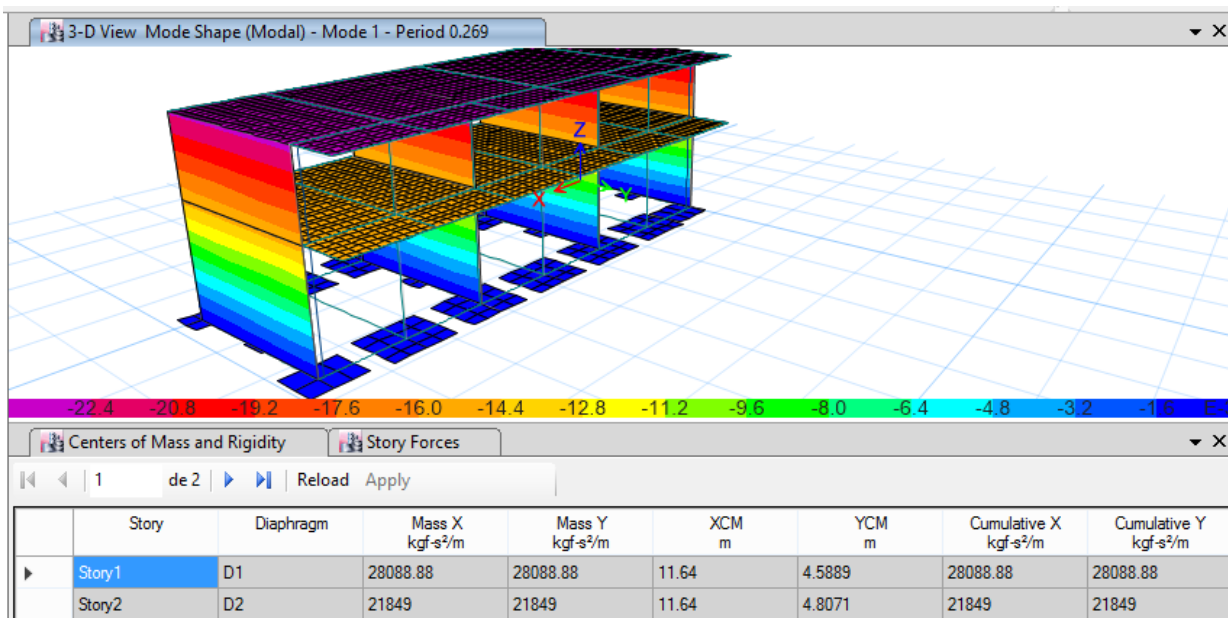


Figura 13. Masas Sísmicas Efectivas del Edificio.

Aquí podemos ver los pesos sísmicos efectivos calculados para cada piso y, debido a que asignamos un solo diafragma para todos los niveles, en la columna de pesos acumulados vemos los pesos acumulados que llegan a cada piso, siendo el valor del Peso Sísmico Efectivo del Edificio igual a

$P = 489.723 \text{ Tn}$. Luego, el cortante en la Base del Edificio será:

$$V_x = 0.232 \times 489.723 \text{ Tn} = 113.615 \text{ Tn}$$

$$V_y = 0.309 \times 489.723 \text{ Tn} = 151.324 \text{ Tn}$$

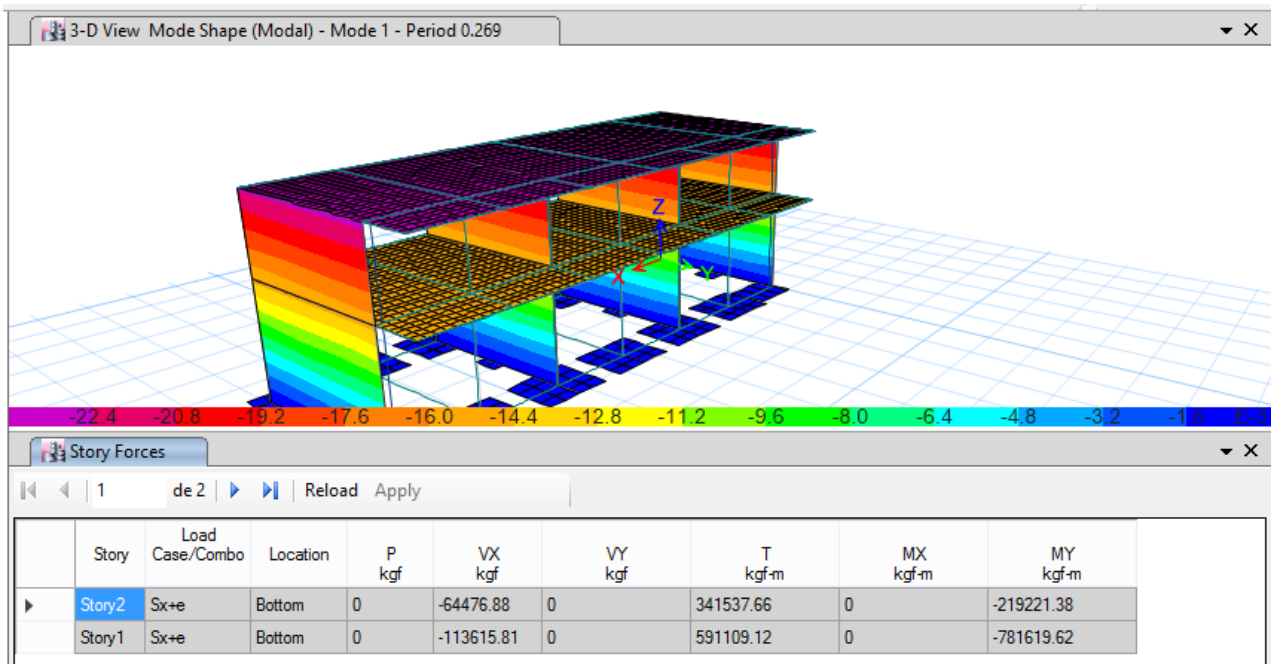
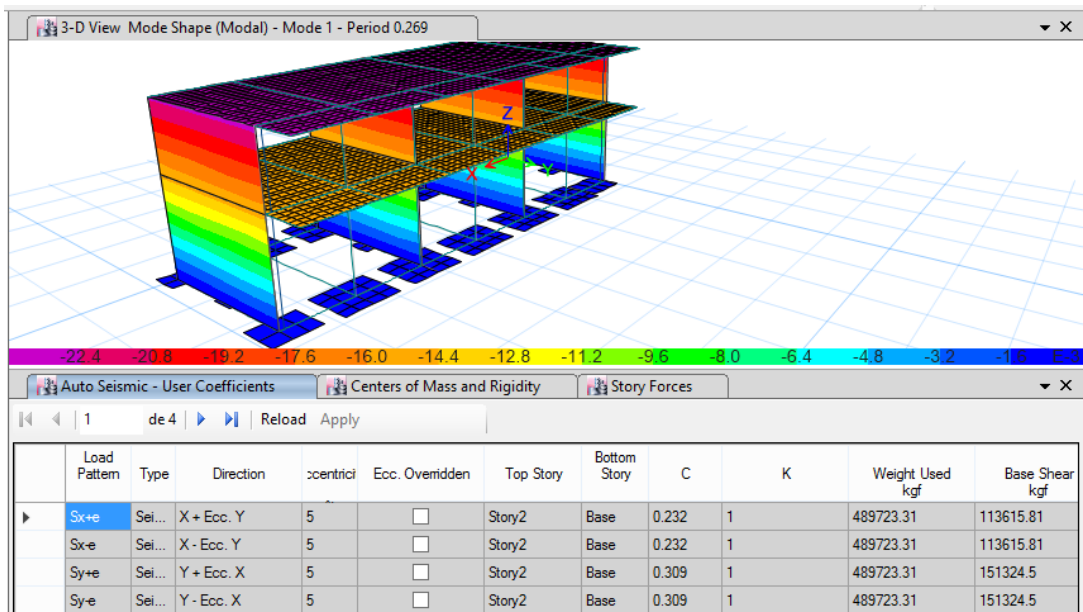


Figura 14. Cortante Estatico en la direccion X.

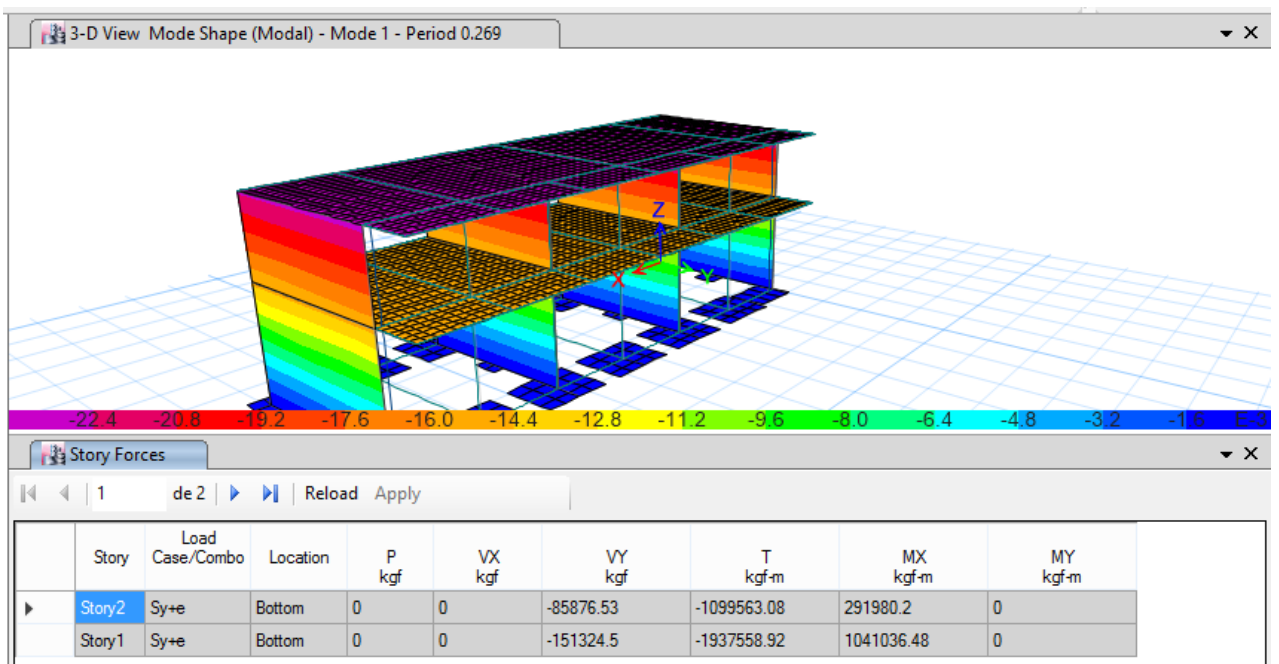


Figura 15. Cortante Estático en la dirección Y.

14. ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN LA E030-16

Se realizó un Análisis Sísmico Dinámico por Superposición Modal Espectral. Los parámetros empleados para el cálculo del Espectro de Diseño fueron los indicados en el apartado.....

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de aplicación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas N° 3 y N° 4 de la E030 DS N° 003-2016-VIVIENDA

Espectro de Diseño quedaría graficado tal como se indica en la Figura 18, para los parámetros determinados anteriormente:

SISTEMA DE MUROS EN X-X

SISTEMA DE MUROS EN Y-Y

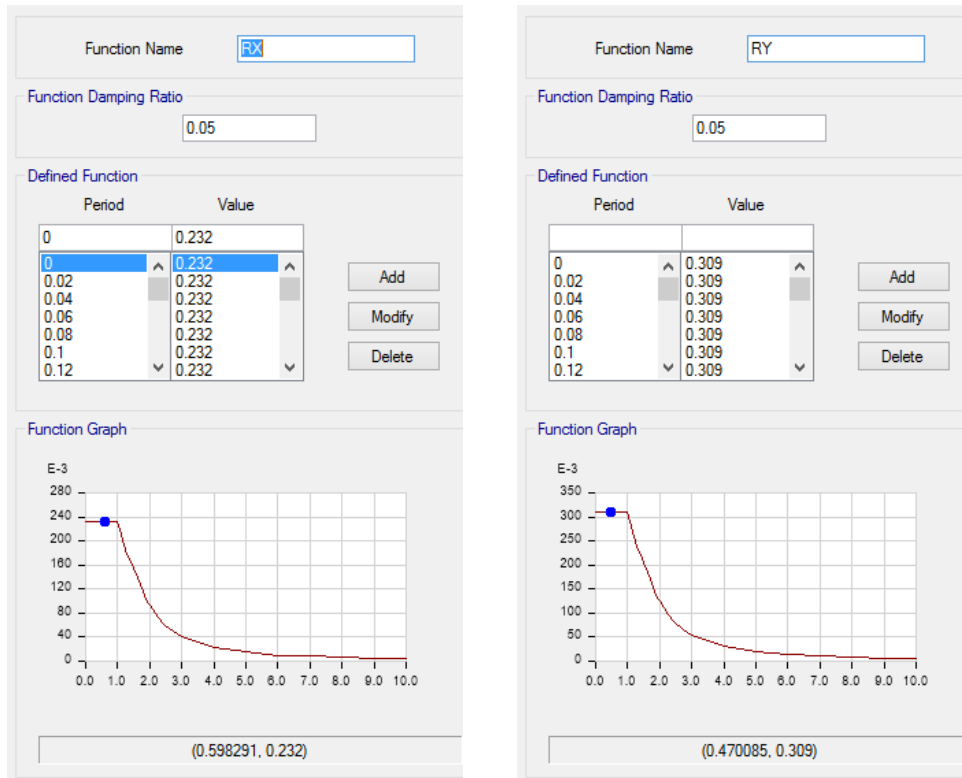


Figura 18. Ingresando la curva de espectro de respuesta para el análisis dinámico

15. RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO

CORTANTE ESTATICO

TABLE: Story Forces

Story	d Case/Co	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
2NIVEL	Sx+e	Bottom	0	-64476.9	0	341537.7	0	-2E+05
1NIVEL	Sx+e	Bottom	0	-113616	0	591109.1	0	-8E+05
BASE		0	0	0	0	0	0	0
2NIVEL	Sy+e	Bottom	0	0	-85877	-1099563	291980.2	0
1NIVEL	Sy+e	Bottom	0	0	-151325	-1937559	1041036	0
BASE		0	0	0	0	0	0	0

CORTANTE DINAMICO

TABLE: Story Forces

Story	d Case/Co	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Story2	EE-QQXX	Bottom	0	59674.35	374.58	327474.3	1273.57	202893
Story1	EE-QQXX	Bottom	0	108830.1	679.66	587074.3	4637.79	738668
BASE	EE-QQXX	Bottom	0					
Story2	EE-QQYY	Bottom	0	347.58	79357	1075806	269813.9	1181.8
Story1	EE-QQYY	Bottom	0	905.24	142759	1942845	971997.6	5622.7
BASE	EE-QQYY	Bottom	0					

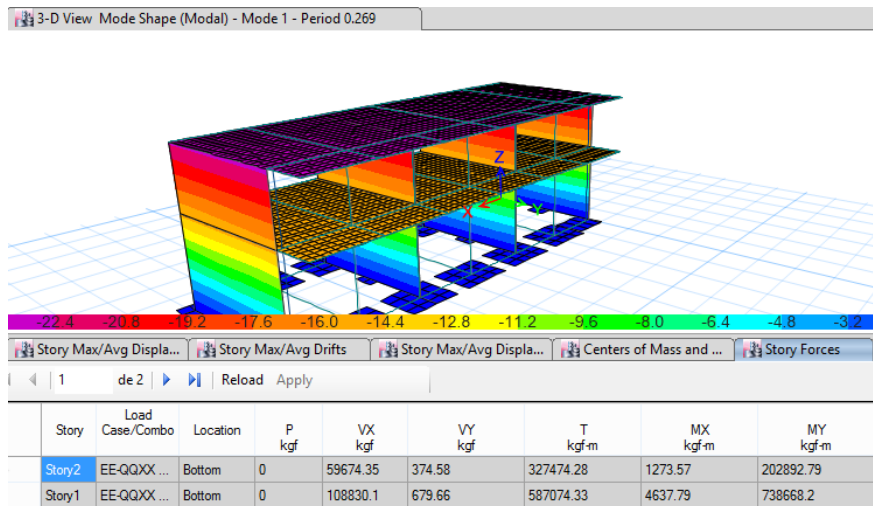


Figura 19. Visualización mediante Tablas de los Cortantes Estáticos en Dirección X

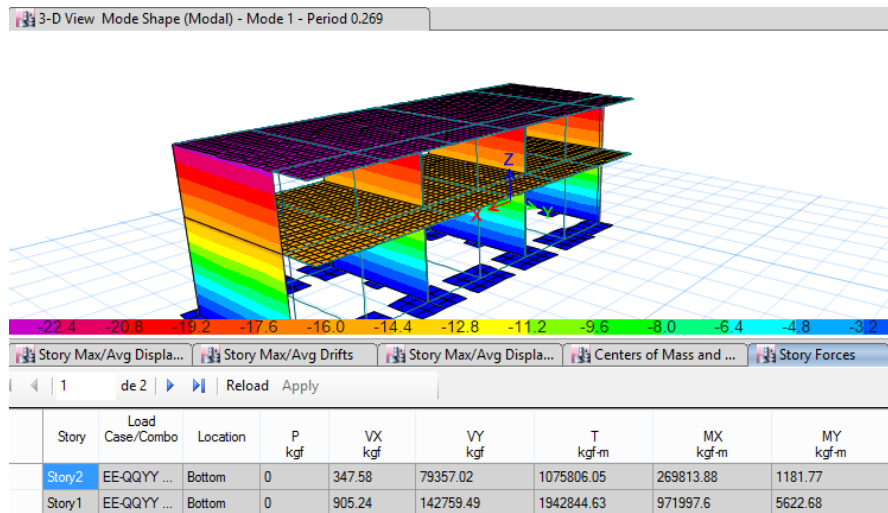


Figura 20. Visualización mediante Tablas de los Cortantes Dinámicos en Dirección Y

$$V_{\text{Diseño-Dinámico}} \geq 0.80V_{\text{Estático}} \quad \text{Regular}$$

$$V_{\text{Diseño-Dinámico}} \geq 0.90V_{\text{Estático}} \quad \text{Irregular}$$

De acuerdo con nuestro modelo de ejemplo que se tiene, el edificio es totalmente regular en planta, por lo tanto, $V_{\text{Diseño-Dinámico}} \geq 0.80V_{\text{Estático}}$. Luego,

$$V_{\text{Diseño-Dinámico X}} = 92.55 \% V_{\text{Estático X}} \quad \text{OK}$$

$$V_{\text{Diseño-Dinámico Y}} = 94.34 \% V_{\text{Estático Y}} \quad \text{OK}$$

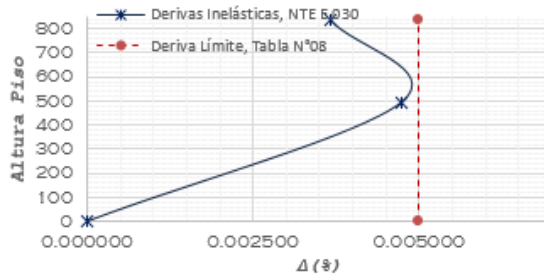
SE PROCEDE A LA REVISIÓN DEL DISEÑO CORRESPONDIENTE CON LOS MOMENTOS CORTANTES Y AXIALES GENERADOS POR EL ANALISIS CON INTERACCIÓN CON EL SUELO

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS – TENIENDO EN CUENTA EL APOORTE DEL SUELO EN LA BASE (CAPACIDAD PORTANTE)

TABLE: Story Max/Avg Displacements

Story	id Case/Con	Direction	Altura	Maximum	Deriva	Deriva	Deriva	Deriva	
			cm	cm	ELASTICA	INELASTICA	INELASTICA	LIMITE	
TECHO2	SX+e	X	835	0.52740	0.00054	0.003658	3.66 ‰	5 ‰	OK
TECHO1	SX+e	X	495	0.34450	0.00070	0.004733	4.73 ‰	5 ‰	OK
BASE	SX+e	X	0	0.0000					

DERIVAS INELÁSTICAS - SISMO X - E

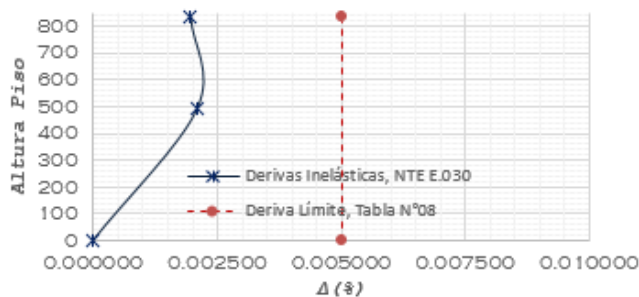


Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
Story2	Sx+e	X	0.005274	0.0052	1.014
Story1	Sx+e	X	0.003445	0.003396	1.014

TABLE: Story Max/Avg Displacements

Story	id Case/Con	Direction	Altura	Maximum	Deriva	Deriva	Deriva	Deriva	
			cm	cm	ELASTICA	INELASTICA	INELASTICA	LIMITE	
TECHO1	SY+e	Y	835	0.27000	0.00029	0.001954	1.95 ‰	5 ‰	OK
TECHO1	SY+e	Y	495	0.17230	0.00035	0.002088	2.09 ‰	5 ‰	OK
BASE	SX-e	Y	0	0.0000					

DERIVAS INELÁSTICAS - SISMO Y + E



Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
Story2	Sy+e	Y	0.0027	0.002265	1.192
Story1	Sy+e	Y	0.001723	0.001438	1.198

Figura 21. Tabla de desplazamientos máximos

17. CONTROL ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES PABELLON D(CRITICO)

PABELLON D – CALICATA 04

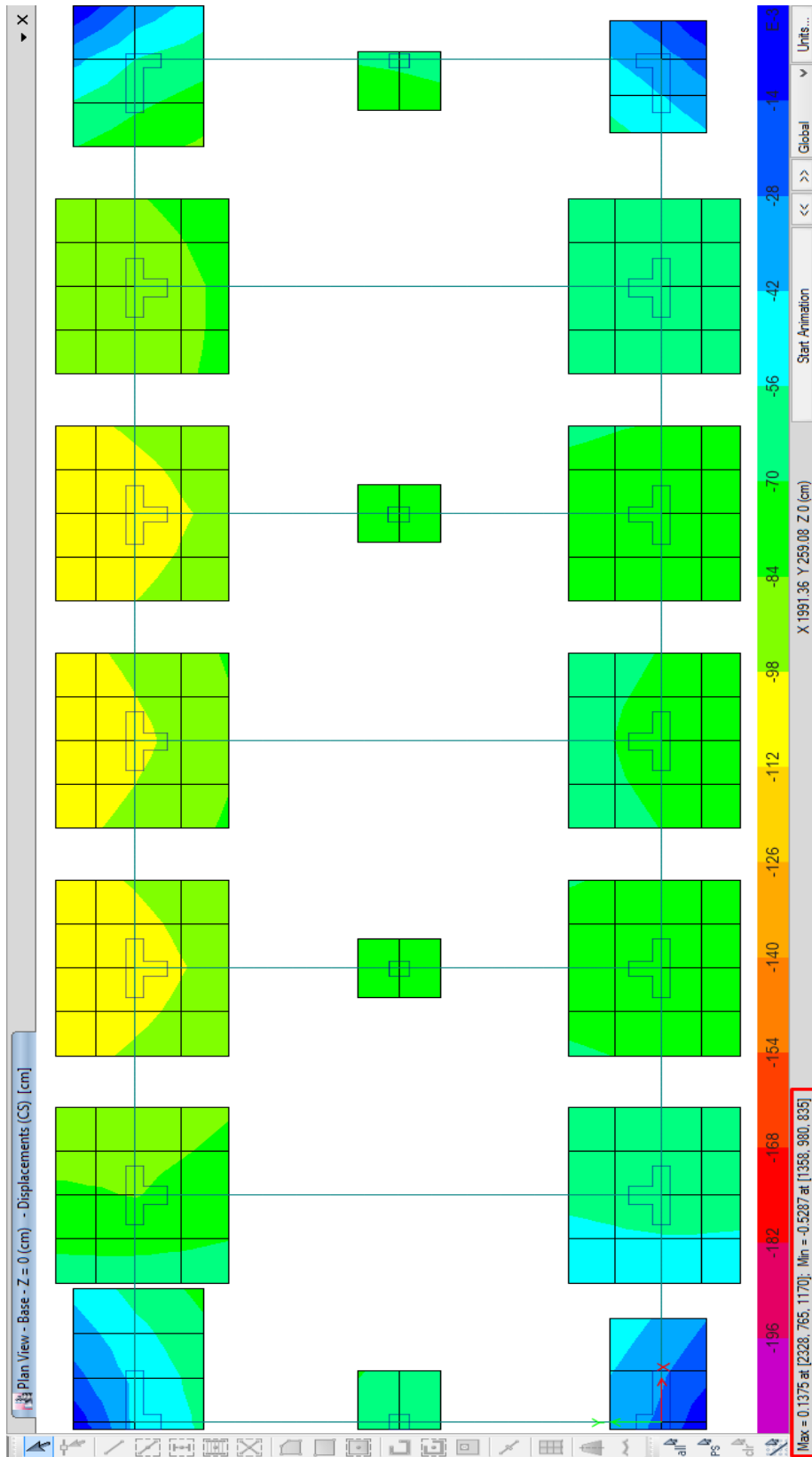


Figura 26. Asentamiento $0.1375\text{cm} - (-0.5287\text{cm}) = 0.6662\text{cm} < 1\text{inch}$ Asentamiento Adm. ante CS

18. CONTROL DE FECHA EN LOSA ALIGERADA EN EL PRIMER NIVEL PABELLON D

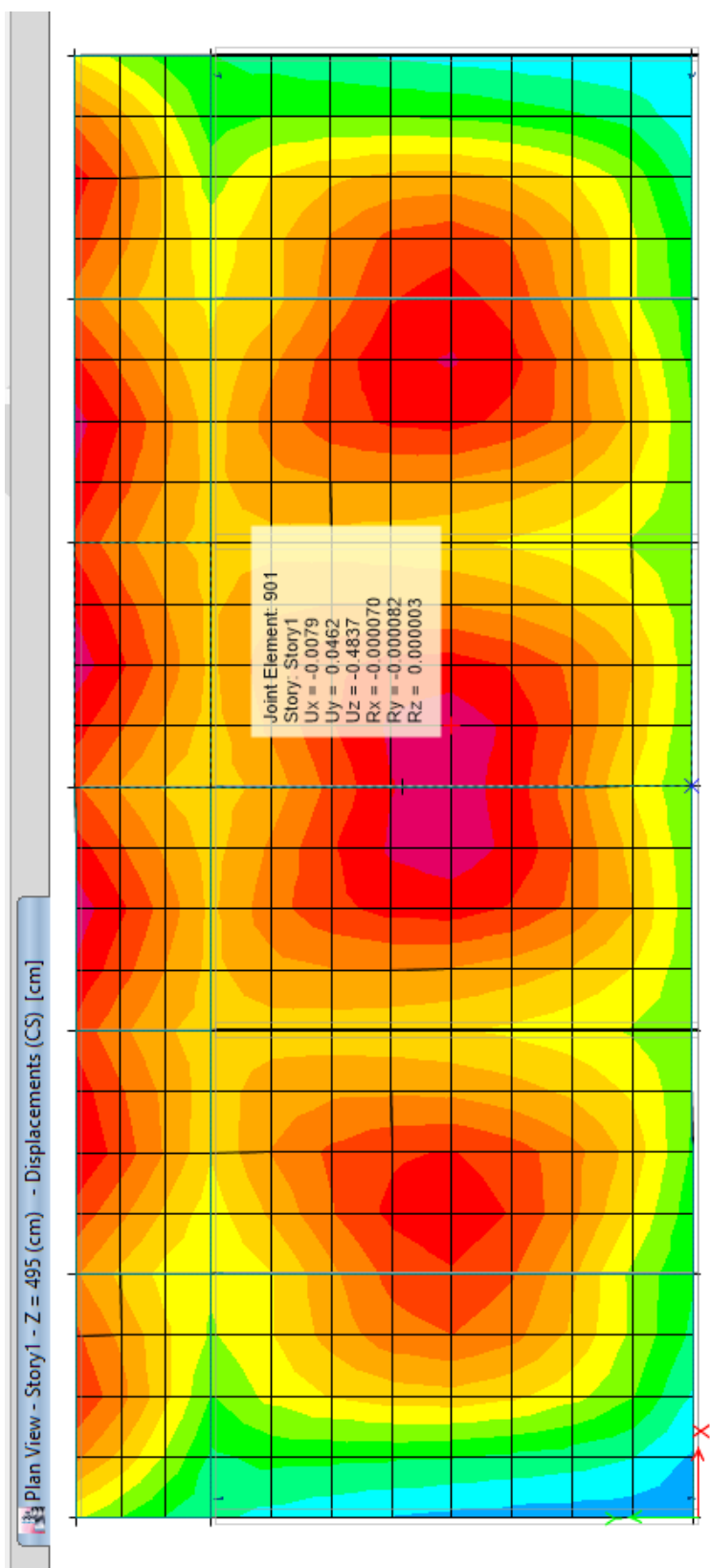


Figura 27. Asentamiento $0.4837\text{cm} < L/400 = 0.97\text{cm}$ Flecha Adm. ante CS

19. AMPLIFICAR LA CARGAS PARA EL DISEÑO

Se debe crear las diferentes combinaciones Comb 1 - comb 2 ... y todas estas crear una envolvente la cual tomara las más críticas, para el diseño con el etabs debes agregar esta combinación como preferencia de diseño.

Etabs de acuerdo a la normativa que elijas también crea varias combinaciones

Eso sí verifica los diseños que cumplan con tu cuantía mínima. recordando que esta se diseña con la interacción P-M.

COMBINACIONES DE CARGAS EMPLEADAS:

Las combinaciones de cargas usadas para encontrar la envolvente de esfuerzos sobre los elementos de la estructura son las siguientes:

COMBO1 : 1.4D+1.7L(Linear Static)

COMBO2: 1.25(D+L)+-Sx(Linear Static)

COMBO3: 1.25(D+L)+-Sy(Linear Static)

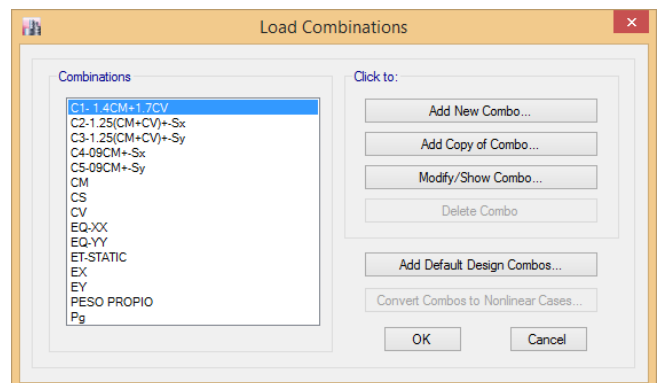
COMBO4: 0.9D+-Sx(Linear Static)

COMBO5: 0.9D+-Sy(Linear Static)

EX: C1+C2+C4(Envolvente X-X)

EY: C1+C3+C5(Envolvente Y-Y)

ET: E1+E2(Envolvente General)



20. DISEÑO DE COLUMNAS- DIAGRAMA DE INTERACCION

Analizando la columna por combinaciones de cargas y condiciones ultimas

Columna T C2

Requiriendo un Acero mínimo de 30.50cm²

Asignado 16 barras de 5/8" tenemos una Área de 31.84 cm² trabajando con un 4% más del mínimo

Carga Ultima de la Columna T C2 = 36.882Tnf

Story	Column	Load Combo	P Tnf	M2 Tnf-m	M3 Tnf-m
Story1	C23	C8-ET-1	-15.843	4.403	2.614
Story1	C23	C8-ET-2	-15.843	0.566	2.614
Story1	C23	C8-ET-3	-15.843	4.403	-0.335
Story1	C23	C8-ET-4	-15.843	0.566	-0.335
Story1	C23	C8-ET-5	-36.882	4.403	2.614
Story1	C23	C8-ET-6	-36.882	0.566	2.614
Story1	C23	C8-ET-7	-36.882	4.403	-0.335
Story1	C23	C8-ET-8	-36.882	0.566	-0.335

DIAGRAMA DE INTERACCION M22-M33

Se muestra los respectivos diagramas de interacción de la columna- C2 y se puede apreciar que las combinaciones de carga P-M caen dentro del diagrama por lo que se considera que el diseño es correcto

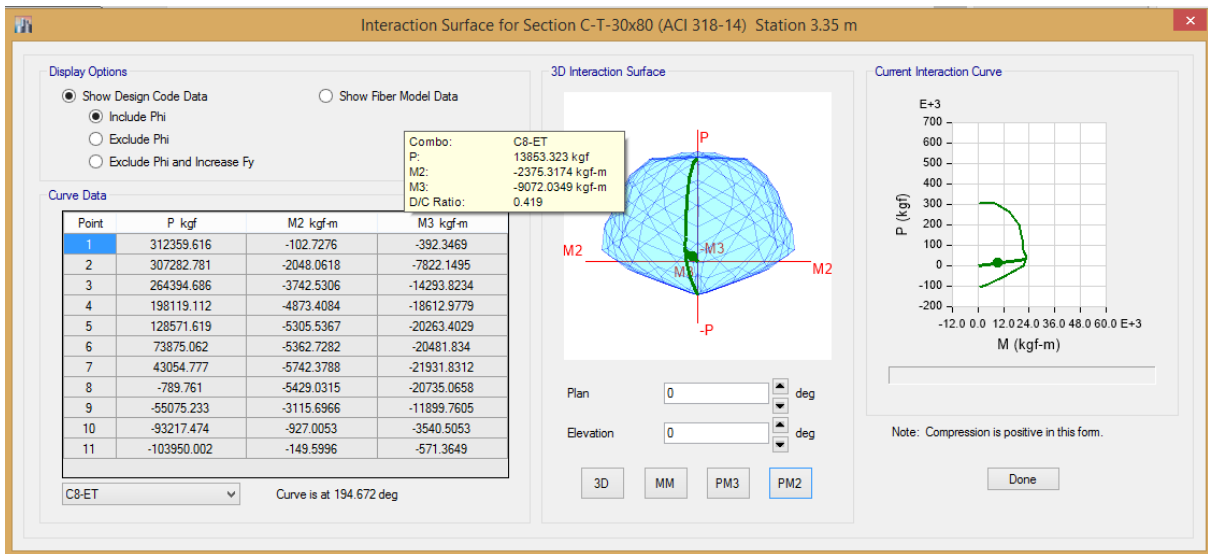


Diagrama de Interacción en dirección M22, para Columna T , C2.

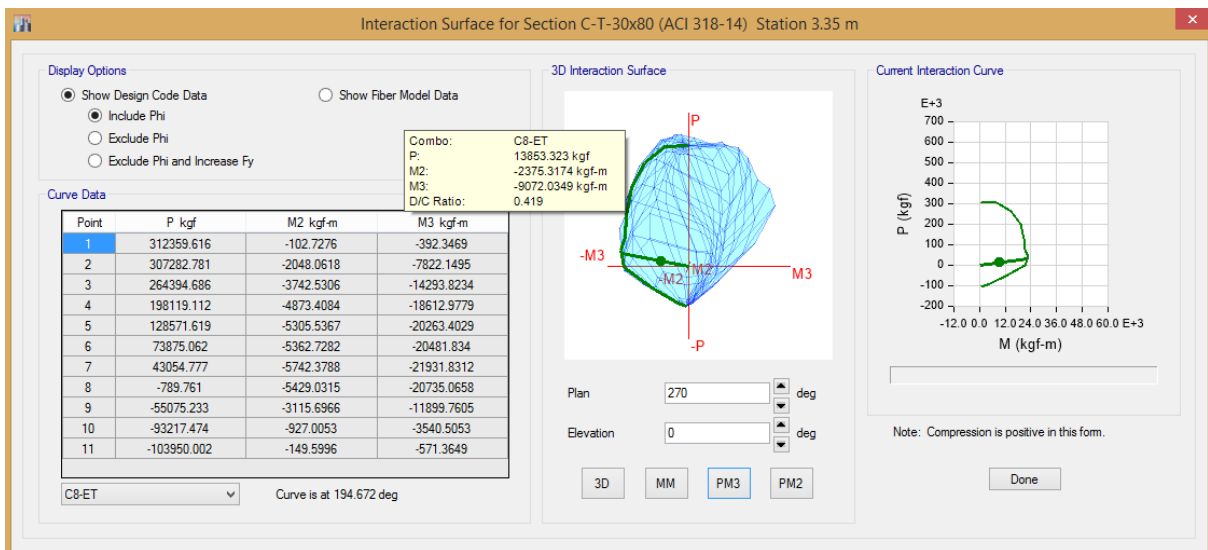


Diagrama de Interacción en dirección M33, para Columna T.

De los respectivos diagramas se obtuvo: La combinación más crítica, por lo que se analizó mediante Flexo compresión Biaxial:

P(Tnf)	M22(Tnf-m)	M33(Tnf-m)
-36.882	0.566	-0.335

Como podemos apreciar las carga Axial máxima, que puede soportar la columna es de 200-300tonf, frente a 36.882 tonf, el diseño es ampliamente válido, cumpliendo con la cuantía mínima de acero requerido para elementos a compresión (1% del área de la sección).

De los respectivos diagramas se obtuvo: Los μ están por debajo del Momento Nominal (Diseño), si es que hay algún punto cae en la parte extrema verificar por el método de contorno de carga o de Bresler.

DENSIDAD DE MUROS DE ALBAÑILERIA E070

(Parametro de Control de Densidad de Muros)

$$\frac{\sum Lxt}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56} = \frac{0.45 \times 2 \times 1.1 \times 2.00}{56} = 0.027$$

Z :0.45
 U :1.50
 S :1.10
 Area :235.00
 Nº Pisos :2.00

f_c :210 kg/cm² E_c=218819.79 kg/cm² Relacion Modular
 f_m :55 kg/cm² E_m=27500 kg/cm² n= 7.96

Direccion X-X					
Muro	L(m)	t(m)	Nm(m)	Ac(m ²)	AcxNm
$\frac{\sum Lxt}{Ap} =$					0.000

Necesitas
 42.0 m /muro de 13
 23.7 m /muro de 23
 4.57 m /PL de 15
 2.74 m /PL de 25

Direccion Y-Y					
Muro	L(m)	t(m)	Nm(m)	Ac(m ²)	AcxNm
My1	7.90	0.23	1.00	1.82	1.82
My2	7.90	0.23	1.00	1.82	1.82
My3	7.90	0.23	1.00	1.82	1.82
$\frac{\sum Lxt}{Ap} =$					0.023

PREDISEÑO DE COLUMNAS METODO ACI

CUADRADA

N Story=	2
At (m2) =	235.00
h (cm) =	340
nc=	14

$$t = \sqrt[4]{\frac{(2N + 1)At h^2}{3 nc}} = 42.41\text{cm}$$

Redondear 42.41cm

Areq. Req.: 25,176.84 cm²

RECTANGULAR

b > 0.25m =	0.25
N Story=	2
At (m2) =	235.00
h (cm) =	340
nc=	14

$$t = \sqrt[4]{\frac{(2N + 1)At h^2}{3 nc b}} = 59.97\text{cm}$$

Areq. Req.: 20,990.35 cm²

DENSIDAD DE MUROS DE ALBAÑILERIA E070

(Parametro de Control de Densidad de Muros)

Z	:0.45	$\frac{\sum Lxt}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56} = \frac{0.45 \times 2 \times 1.1 \times 2.00}{56} = 0.027$
U	:1.50	
S	:1.10	
Area	:235.000	441.45 cm/s ²
Nº Pisos	:2.00	
fc	:210 kg/cm ²	Ec=218819.79 kg/cm ²
fm	:55 kg/cm ²	Em=27500 kg/cm ²
		Relacion Modular n= 7.96

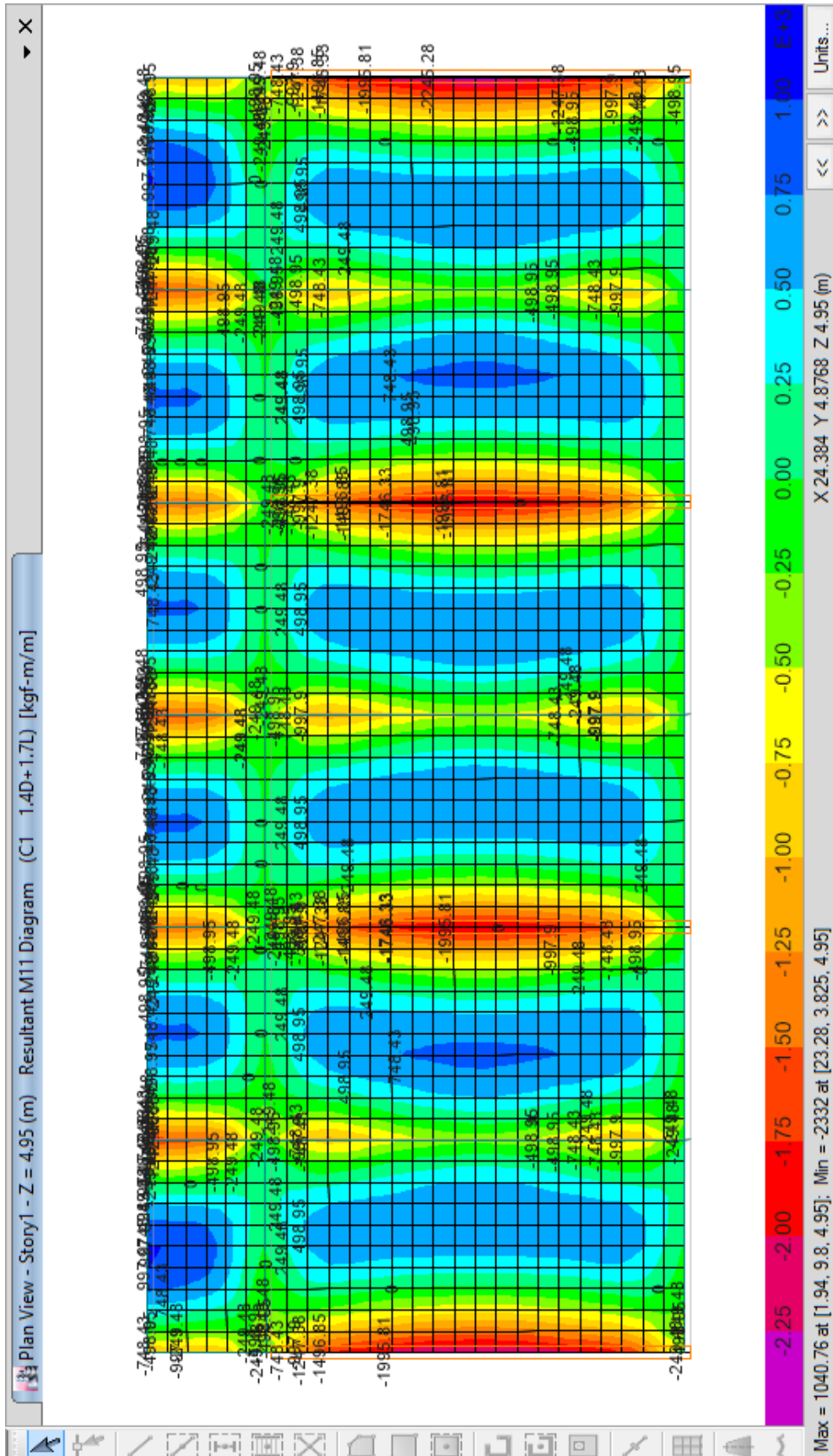
Direccion X-X						
Muro	Nº	L(m)	t(m)	Nm(m)	Ac(m2)	AcxNm
MX1	20	0.165	0.25	7.96	0.83	6.56
10 COLUMNAS T CON ALAS EN LOS EXTREMO DE 0.165m						
		0.165			$\frac{\sum Lxt}{Ap} = 0.028$	OK

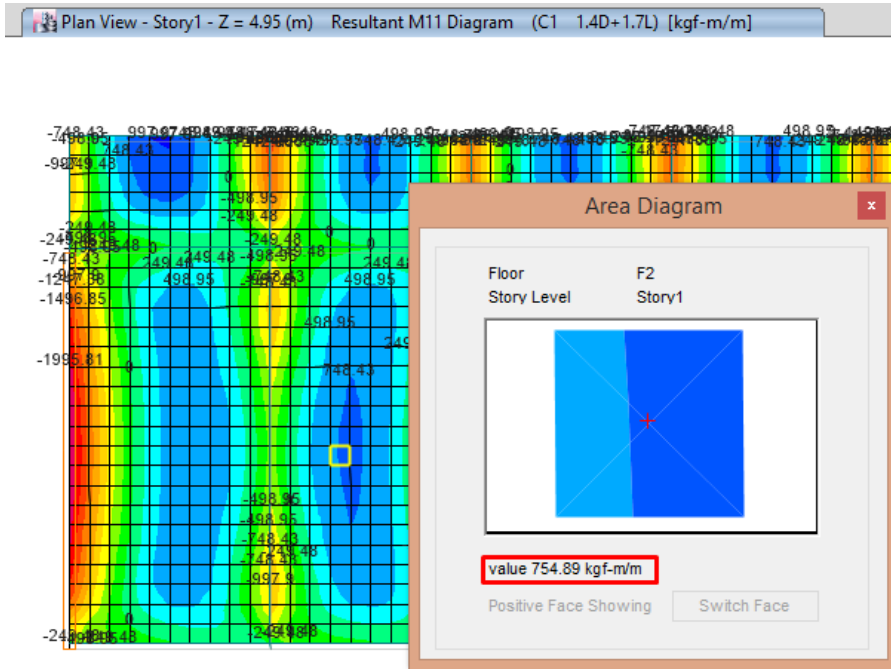
Necesitas

- 0.2 m /muro de 13
- 0.1 m /muro de 23
- 0.0 m /PL de 15
- 0.0 m /PL de 25

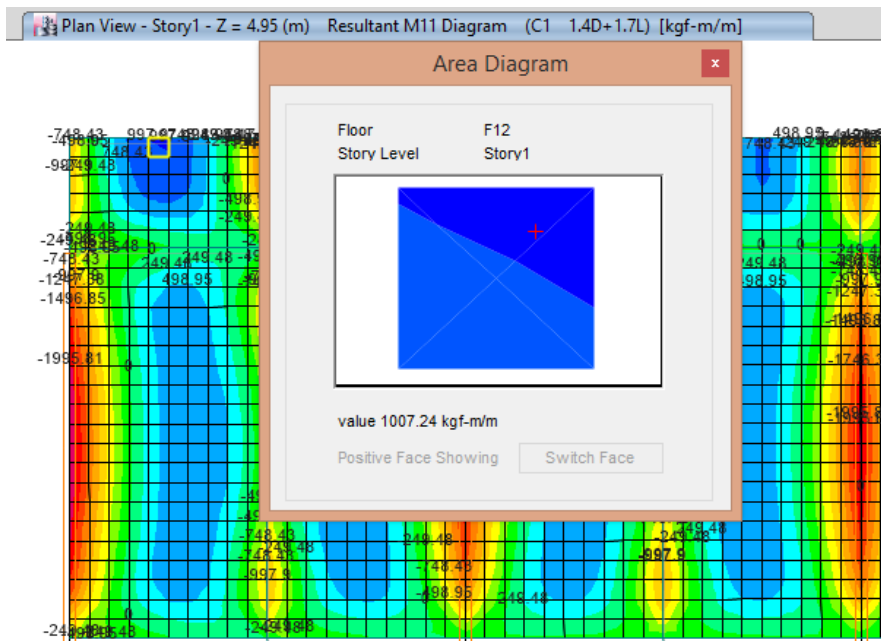
Direccion Y-Y						
Muro	Nº	L(m)	t(m)	Nm(m)	Ac(m2)	AcxNm
MY1	1	7.900	0.23	1.00	1.82	1.82
MY2	1	7.900	0.23	1.00	1.82	1.82
MY2	1	7.900	0.23	1.00	1.82	1.82
OOL	14	0.350	0.23	1.00	1.13	1.13
		24.05			$\frac{\sum Lxt}{Ap} = 0.028$	OK

21. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL – NIVEL CRITICO

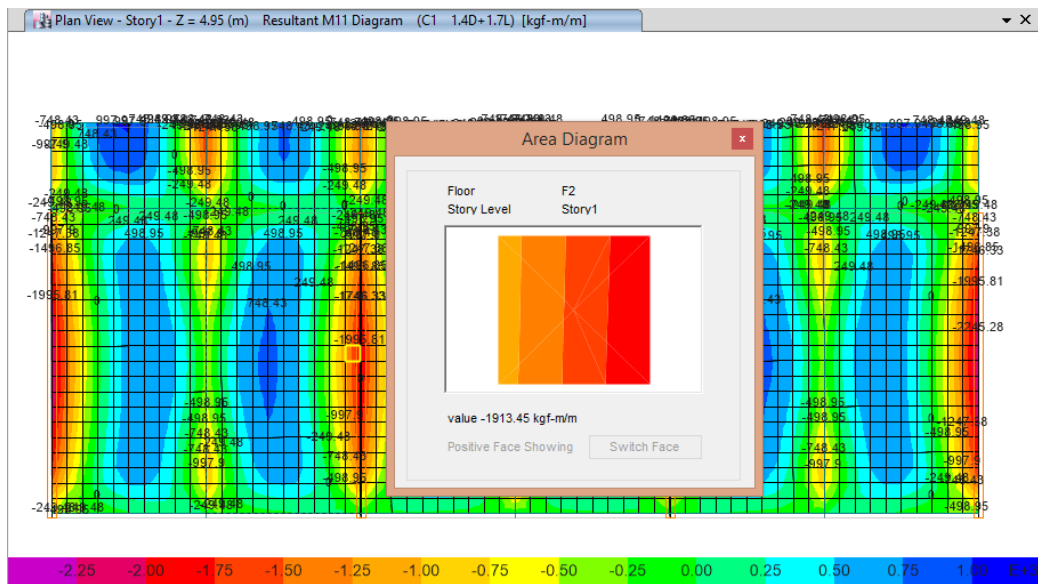




Momentos Positivo M(+) = 754.89Kgf-m/m en el centro de Luz Máximo



Momentos Positivo M(+) = 1007.24Kgf-m/m en el centro de Luz Máximo Voladizo



Momentos Negativo M(-) = 1913.45Kgf-m/m en el apoyo del Muro

Calculando el Acero Estructural , Elementos Finitos del Software

M11(-)= 1913.5 Kgf-m/m
Mu(-)= 765 Kgf-m

$$K_u = \frac{M_u}{\phi (f'c) b d^2}$$

$$K_u = 0.13223$$

$$W = 0.16251$$

$$\rho = 0.00813$$

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2 \quad 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \#4 \quad \#3$$

#3	0.71 cm ²
#4	1.27 cm ²
#3+#4	1.98 cm ²

Calculando el Acero Estructural , Elementos Finitos del Software

M11(+)= 1040.76 Kgf-m/m
Mu(+)= 416.3 Kgf-m

$$K_u = \frac{M_u}{\phi (f'c) b d^2}$$

$$K_u = 0.07192$$

$$W = 0.08409$$

$$\rho = 0.00420$$

$$A_s = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \#4$$

M11(-)= 2332 Kgf-m/m
Mu(-)= 933 Kgf-m

$$K_u = \frac{M_u}{\phi (f'c) b d^2}$$

$$K_u = 0.16116$$

$$W = 0.20350$$

$$\rho = 0.01017$$

$$A_s = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2 \quad 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \#4 \quad \#3$$

M11(+)= 754.89 Kgf-m/m
Mu(+)= 301.96 Kgf-m

$$K_u = \frac{M_u}{\phi (f'c) b d^2}$$

$$K_u = 0.05217$$

$$W = 0.06010$$

$$\rho = 0.00300$$

$$A_s = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \#3$$

Usar acero corrido de 3/8" en la zona posiva ubicado en las Aulas

Usar acero corrido de 1/2" en la zona posiva ubicado en el Voladizo

Usar acero corrido de 3/8" en la zona Negativa ubicado en las Aulas + (Balancines & Bastones de 1/2")

Usar acero corrido de 3/8" en la zona Negativa en Voladizos + (Balancines & Bastones de 3/8")

22. DISEÑO VIGAS

1. PREDISEÑO DE VIGA - METODO EMPIRICO

Para prediseñar tengo que basarme en el código, alturas mínimas para vigas que soportan elementos que NO pueden registrar grandes deflexiones con apoyos continuos.

$$Ln = 7.65000 \text{ m}$$

$$\text{Calculando } h = \frac{Ln}{12} = 0.64 \text{ m} \quad \text{Base mínima } b \cong \frac{h}{2} = 0.32 \text{ m} \quad b \cong \frac{h}{3} = 0.21 \text{ m}$$

$$\text{Base req. } 0.27 \text{ m} \quad \text{VP } 0.265 \times 0.64$$

$$\text{Calculando } h = \frac{Ln}{10} = 0.77 \text{ m} \quad \text{Base mínima } b \cong \frac{h}{2} = 0.39 \text{ m} \quad b \cong \frac{h}{3} = 0.26 \text{ m}$$

$$\text{Base req. } 0.33 \text{ m} \quad \text{VP } 0.325 \times 0.77$$

2. PREDISEÑO DE VIGA - METODO ACI

Cargas consideradas:

Peso Aligerado 20 **300 Kg/m²**

Peso Tabiquería: **100 Kg/m²**

Peso Acabado: **100 Kg/m²** Sobrecarga: **200 Kg/m²**

Carga Muerta 500 Kg/m² **Carga Viva 200 Kg/m²**

EJE X-X EJE HORIZONTAL VIGAS PRINCIPALES

Longitud viga principal : 7.650 m Asignar la Longitud mas critica

Ancho Tributario: 3.880 m

α : Coeficiente de momento

B : Dimension transversal tributaria

Ln : Longitud libre

Wu : Carga por unidad de area.

Combinacion de cargas:

$$Wu = 1.4wd + 1.7wl = 0.1040 \text{ Tn/m}^2$$

$$Mu = WuBLn^2 = 0.5803 \text{ Tn/m}^2$$

Predimensionamiento según ACI 318 -14

$$h = \frac{Ln}{\left(\frac{4}{\sqrt{Wu}}\right)} = 0.62 \text{ m} \quad \text{Redondeando } h = 0.60 \text{ m}$$

$$b = \frac{h}{\gamma} \geq 0.25 \quad 0.31 \text{ m} \quad \text{Redondeando } b = 0.30 \text{ m}$$

Coef. Mom.	
S/C	α
200	13
250	12
300	11.2
500	11
750	10
1000	9

Tiendas	5.0 (500)
Comedores y escaleras	5.0 (500)
Viviendas	2.0 (200)
Comedores y escaleras	2.0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

VP 0.3x0.6

Acero Mínimo: ($A_s \text{ min.}$)

$$A_s \text{ min.} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d = 3.93 \text{ cm}^2$$

Acero Máximo: ($A_s \text{ máx.}$)

$$A_s \text{ máx.} = \rho_{\text{máx.}} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{6000}{6000 + f_y} \right] = 0.0213$$

$$A_s \text{ máx.} = (0.75 \rho_b) \cdot b \cdot d = 25.94 \text{ cm}^2$$

Acero Continuo: ($A_s \text{ cont.}$)

$$A_{s+ \text{ cont.}} \cong \begin{cases} A_{s \text{ min.}} = 3.93 \text{ cm}^2 & 2 \Phi 5/8 & 3.96 \text{ cm}^2 & 3.80 \text{ cm}^2 \\ \frac{A_s^+}{3} = 1.63 \text{ cm}^2 & & 101\% & \end{cases}$$

$$A_{s- \text{ cont.}} \cong \begin{cases} A_{s \text{ min.}} = 3.93 \text{ cm}^2 & 2 \Phi 5/8 & 3.96 \text{ cm}^2 \\ \frac{A_s^-}{4} = 2.12 \text{ cm}^2 & & 101\% \end{cases}$$

ANEXO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

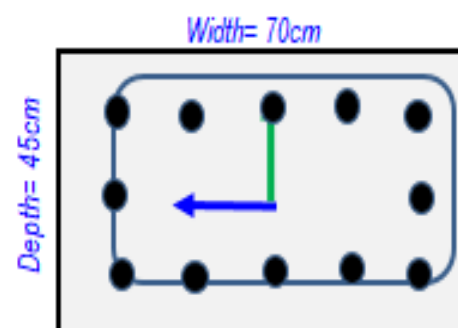
ACERO MINIMO EN COLUMNAS - BARRAS LONGITUDINALES ACI 318

COLUMNA SIMETRICA RECTANGULAR

Area =	3150.000 cm ²
As _{max} = 2.5%As =	78.75 cm ² F'c < 28MPa
As _{min} = 1%As =	31.5 cm ²
Diámetro Corner =	#5 1.5875 cm
Área por Vanilla =	1.979 cm ²
Diámetro Face =	#5 1.5875 cm
Área por Vanilla =	1.979 cm ²
Recubrimiento =	4.00 cm

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars	5.746250 cm
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face	5
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face	3
Longitudinal Bars Size and Area	6 #5 11.876 cm ²
Corner Bars Size and Area	6 #5 11.876 cm ²
	75% 23.752 cm ²



Porcentaje de Peso adicionado debido al mortero (Tarrajeo e=1.5cm)

0.45	0.7	2400	756
0.015	1.7	2000	51
			7%

Confinement Bars

Diámetro Estribo =	#3 0.9525 cm	Number of Confinement Bars in 3-dir	2
Área por Vanilla =	0.713 cm ²	Number of Confinement Bars in 2-dir	2
Sh =	13.039 cm		
Shf =	14.627 cm		
Sv =	15.166 cm	Usar Ganchos	
Svf =	16.754 cm		

ACERO MINIMO EN COLUMNAS - BARRAS LONGITUDINALES ACI 318

COLUMNA ASIMETRICA T

Área = **2100.000 cm²**

Asmax= 2.5%As= **52.50 cm²** $F'c < 28\text{MPa}$

Asmin= 1%As= **21.0 cm²**

Diámetro Corner= #5 **0.7938 cm**

Área por Varilla= **1.979 cm²**

Diámetro Face= #4 **0.6350 cm**

Área por Varilla= **1.267 cm²**

Recubrimiento= **4.00 cm**

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars **4.873125 cm**

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face **5**

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face **2**

Longitudinal Bars Size and Area **4 #4 5.067 cm²**

Corner Bars Size and Area **10 #5 19.793 cm²**

Confinement Bars **24.860 cm² 118%**

Diámetro Estribo= #3 **0.4763 cm**

Área por Varilla= **0.713 cm²**

Shf= **11.809 cm** -

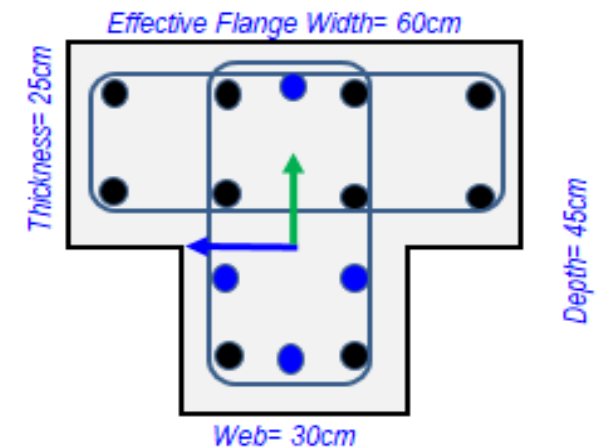
Sh= **12.56344 cm**

Svf= **14.46 cm** -

Sv= **15.25 cm**

Number of Confinement Bars in 3-dir **2**

Number of Confinement Bars in 2-dir **2**



ACERO MINIMO EN COLUMNAS - BARRAS LONGITUDINALES ACI 318

COLUMNA SIMETRICA RECTANGULAR

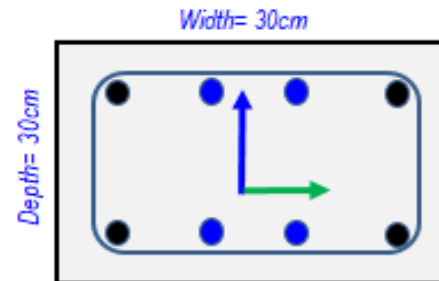
Área = 900.000 cm²
 A_{smax}= 2.5%A_s= 22.50 cm² F'c < 28MPa
 A_{smin}= 1%A_s= 9.0 cm²
 Diámetro Comer= #5 0.7938 cm
 Área por Vanilla= 1.979 cm²
 Diámetro Face= #5 0.7938 cm
 Área por Vanilla= 1.979 cm²
 Recubrimiento= 4.00 cm

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars 4.873125 cm
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face 4
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face 2
 Longitudinal Bars Size and Area 2 #5 3.959 cm²
 Comer Bars Size and Area 4 #5 7.917 cm²
Confinement Bars 11.876 cm² 132%

Diámetro Estribo= #3 0.4763 cm
 Área por Vanilla= 0.713 cm²
 Sh= 5.958 cm -
 Shf= 6.75125 cm
 Sv= 19.46 cm Usar Ganchos
 Svf= 20.25 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir 2
 Number of Confinement Bars in 2-dir 2



PORCENTAJE DE PESO ADICIONADO DEBIDO AL MORTERO (TARRAJEO e=1.5cm)

0.3	0.3	2400	216
0.015	3.15	2000	94.5
			44%

DISEÑO POR CORTE DE VIGAS EJE B-C

30 50

5/8 3/8

area por corte	13.03	cm ² /m	
area por corte	0.13030	cm ² /cm	
estribo	3/8"	0.71	cm ²
Av =	2	1.42	cm ²
S =	10.90	cm	

maximo espaciamento: es el minimo espaciamento de los 4 calculados

S = 11.00 cm

longitud de confinamiento = 2*h

Lo = 1.00 m # estribos 10.0

fuera de la zona de confinamiento Smax.

area por corte	5.07	cm ² /m	
area por corte	0.05070	cm ² /cm	
estribo	3/8"	0.71	cm ²
Av =	2	1.42	cm ²
S =	28.00	cm	

limites Máx. de espaciamento

d/2 22.1 cm

DISEÑO POR CORTE DE VIGAS

30 50

5/8 3/8

area por corte	10	cm ² /m	
area por corte	0.10000	cm ² /cm	
estribo	3/8"	0.71	cm ²
Av =	2	1.42	cm ²
S =	14.20	cm	

maximo espaciamento: es el minimo espaciamento de los 4 calculados

S = 11.00 cm

longitud de confinamiento = 2*h

Lo = 1.00 m # estribos 10.0

fuera de la zona de confinamiento Smax.

area por corte	2.75	cm ² /m	
area por corte	0.02750	cm ² /cm	
estribo	3/8"	0.71	cm ²
Av =	2	1.42	cm ²
S =	51.60	cm	

limites Máx. de espaciamento

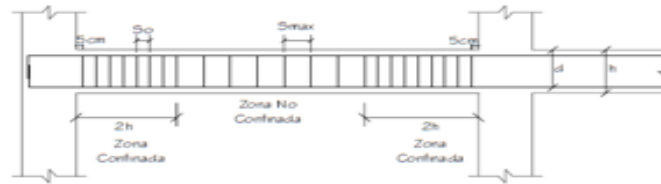
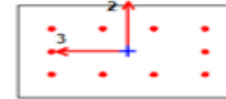
d/2 22.1 cm

Zona de Confinamiento So

d/4	11.063438	cm
8*db	12.7	cm
24*db	22.86	cm
	30	cm

d = H-4-estri-var/2

44.25 cm



■ 3/8 1@0.05, 10@11, Rest.@22.1

S2 min.	8*db	12.7	cm
		20	cm
			cm

S2 min.	8*db	12.7	cm
		20	cm
			cm



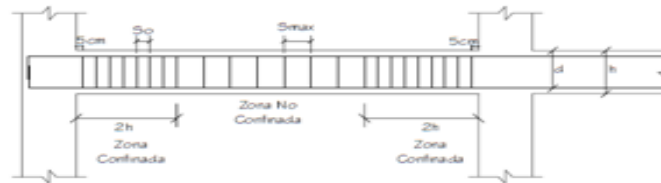
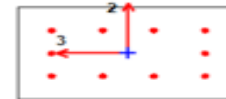
Zona de Confinamiento So

d/4	11.063438	cm
8*db	12.7	cm
24*db	22.86	cm
	30	cm

d = H-4-estri-var/2

44.25 cm

-0.10451



■ 3/8 1@0.05, 10@11, Rest.@22.1

1. PREDISEÑO DE LOSA

Calcular el Factor de relación de las luces, relación entre el eje y e x en el caso más Crítico, la norma nos da esta fórmula.

$$\beta = \frac{Ln - b(\text{viga})}{L - b(\text{viga})} = 0.59$$

Altura de la losa

$$h = \frac{Ln}{30 + 3\beta} = 0.13 \text{ m}$$

Altura Equivalente = Cambie el h

Usamos una altura de Losa superior a lo establecido ya que lo indicado son valores minimos

$$h = 0.15 \text{ m}$$

Altura Equivalente = 0.1088 m

$$\begin{aligned} Ln &= 4.000 \text{ m} \\ b &= 0.250 \text{ m} \\ L &= 6.621 \text{ m} \\ b &= 0.300 \text{ m} \end{aligned}$$

Altura Equivalente

$$\begin{aligned} h=0.15\text{m} & \quad \text{heq.}=0.1088\text{m} \\ h=0.17\text{m} & \quad \text{heq.}=0.1305\text{m} \\ h=0.20\text{m} & \quad \text{heq.}=0.1450\text{m} \\ h=0.25\text{m} & \quad \text{heq.}=0.1806\text{m} \end{aligned}$$

2. ACI (Relación de inercia Rigidez) Viga-Loza:

BORDE B1 X superior:

$$\text{Inercia de la Losa: } I = \frac{bh^3}{12} = 56346 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de la Viga: } I = \frac{bh^3}{12} = 133333 \text{ cm}^4$$

$$\text{Relación de Inercia1: } \alpha_1 = 2.36632$$

BORDE B3 Y izquierda:

$$\text{Inercia de la Losa: } I = \frac{bh^3}{12} = 39979 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de la Viga: } I = \frac{bh^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Relación de Inercia1: } \alpha_1 = 13.5071$$

BORDE B2 X inferior:

$$\text{Inercia de la Losa: } I = \frac{bh^3}{12} = 34880.99 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de la Viga: } I = \frac{bh^3}{12} = 133333 \text{ cm}^4$$

$$\text{Relación de Inercia1: } \alpha_1 = 3.82252$$

BORDE B4 Y derecha:

$$\text{Inercia de la Losa: } I = \frac{bh^3}{12} = 39979 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de la Viga: } I = \frac{bh^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Relación de Inercia1: } \alpha_1 = 13.5071$$

ALFA PROMEDIO:

Relacion de Inercia media: $\alpha = \frac{\alpha 1 + \alpha 2 + \alpha 3 + \alpha 4}{4} = 8.3008$

Espesor mínimo para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

a) Para ALFA PROMEDIO es menor que 0.2, se aplica las disposiciones del punto anterior Viga Plana.

b) Para ALFA PROMEDIO mayor igual que 0.2, pero menor igual que 2, el espesor no debe ser menor que: Viga SemiPlana-SemiDescolgada.

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha - 0.2)} ; h \geq 12.5cm \quad \text{Tabla 8.3.1.2 ACI 318-14}$$

c) Para ALFA PROMEDIO mayor que 2, el espesor no debe ser menor que: Viga Descolgada.

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} ; h \geq 9cm \quad \text{Tabla 8.3.1.2 ACI 318-14}$$

Mediante la relación de inercias (α) promedio sabemos que las vigas son descolgadas así que usaremos la formula c):

La altura de Losa obtenida mediante el factor de relación de las luces (β) es de:

- h = 0.15 m Altura Equivalente = 0.1088 m
- h = 0.17 m Altura Equivalente = 0.1088 m
- h = 0.20 m Altura Equivalente = 0.1450 m

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} = 0.11 m$$

OBTENIENDO ALTURA EQUIVALENTE= 0.11 m

CRITERIO PARA CALCULAR EL PERALTE DE LOSA UNIDIRECCIONAL

S/c:Kg/m2	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
Peralte(h)	L/32	L/31	L/30	L/28	L/26	L/24	L/22	L/21	L/20	L/19

sobrecarga considerada laboratorios y zona de servicio

pag.323 E20 RNE2016

L=LONGITUD MAS DESFAVORABLE EN EL SENTIDO DE LOS PORTICOS PRINCIPALES = 4.000m

S/c: 300Kg/m2 Peralte(h) = 0.17m

CONSIDERANDO UNA LOSA DE CANTO= 0.200 m

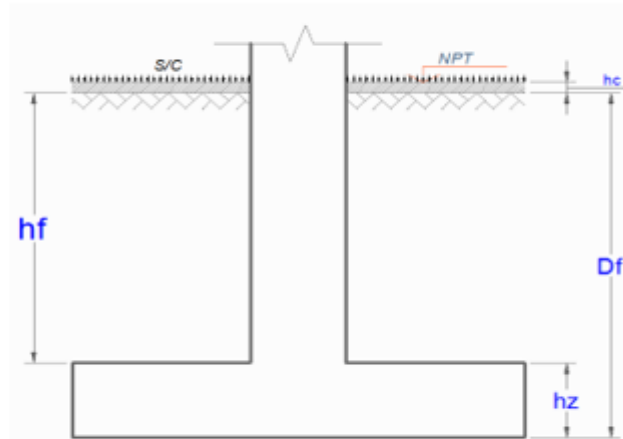
ANEXO 6: DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS

ZAPATA

NTE E.060

ZONA CENTRAL

P_d	=	26290	Kg
P_l	=	15220	Kg
D_f	=	1.00	m
S/C	=	500	Kg/m^2
t_1	=	0.25	m
t_2	=	0.25	m
h_c	=	0.10	m
γ_m	=	1500	Kg/m^3
σ_t	=	2.180	Kg/cm^2
f'_c	=	210	Kg/cm^2
f'_c	=	210	Kg/cm^2
f_y	=	4200	Kg/cm^2



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = 1.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

2° Area de la Zapata $T = S = 1.41 \times 1.41 \text{ m}^2$

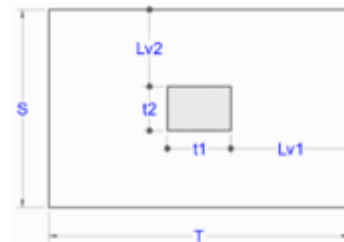
$$A_{zap} = 20000 \text{ cm}^2$$

Debe Cumplir que $Lv1 = Lv2$:

$$\begin{array}{l} T \longrightarrow 1.000 \text{ m} \\ S \longrightarrow 2.000 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Lv1 = Lv2 = 0.875 \text{ m} \\ = 0.875 \text{ m} \end{array}$$

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$\begin{array}{l} P_u = 66831 \text{ Kg} \\ A_{zap} = 20000 \text{ cm}^2 \\ W_u = 3.34 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$A_{zap} = T \times S$$

$$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$$

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$$

4° Dimensionamiento de la altura h_z de la Zapata

• Por Punzonamiento

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 66831 - 3.34(25 + d)(25 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

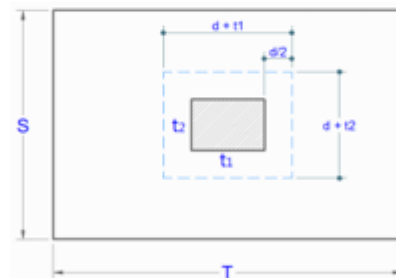
$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

$$d = 24.09 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro de Varilla } \phi : 5/8''$$

$$d_{prom} = 30.9125 \text{ cm}$$



$$h_z = 33 \text{ cm} \longrightarrow h_z = 40 \text{ cm}$$

$$V_u / \phi V_c = 0.58$$

- Verificación por Cortante
 $\phi = 0.85$
 $V_{du} = 37817.99$
 $\phi V_c = 40361.62$

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

$V_{du} < \phi V_c$ (Conforme)

5° Diseño por Flexión $\phi = 0.9$

- Dirección Longitudinal

Usar 15 ϕ 5/8" @ 13.1 cm

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

- $M_u = 25583.74$ Kg · m
- $R_u = 13.39$ Kg/cm²
- $\rho = 0.003703$
- $\rho_{min} = 0.0018$
- $A_s = 29.6$ cm²
- $A_v = 1.98$ cm²
- # var = 15.0
- Esp. S = 13.1 cm

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

→ 15 varillas

- Dirección Transversal

Usar 8 ϕ 5/8" @ 11.9 cm

- $A_{st} = 14.81$ cm²
- # var = 7.5
- Esp. S = 11.9 cm

→ 8 varillas

6° Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

- Resistencia al Aplastamiento de la Columna

$\phi_n = 0.7$

$$P_n = \frac{P_U}{\phi}$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

Sobre la Columna $P_n = 95472.9$ Kg
 De la Columna $P_{nb} = 111563$ Kg

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

$A_{smin} = 3.1$ cm²

- Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata

$$A_1 = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4 \rightarrow 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_0$$

$A_0 = 0.125 \text{ m}^2$
 $P_{nb} = 223125 \text{ Kg}$

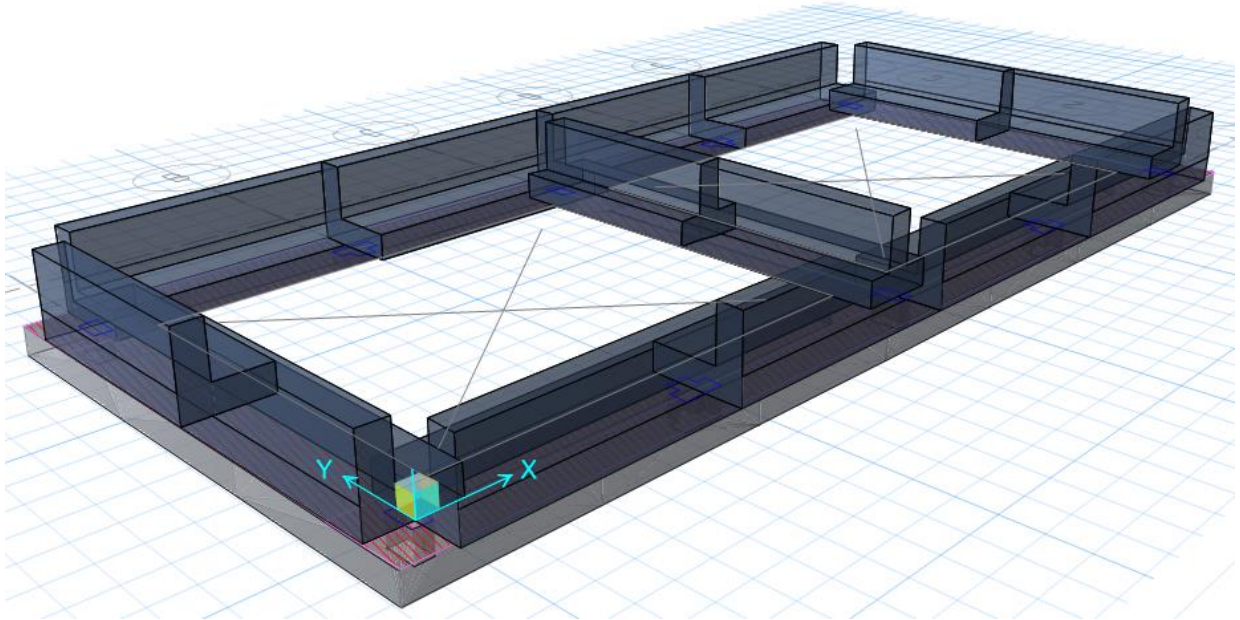
$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

$A_{smin} = 3.1$ cm²

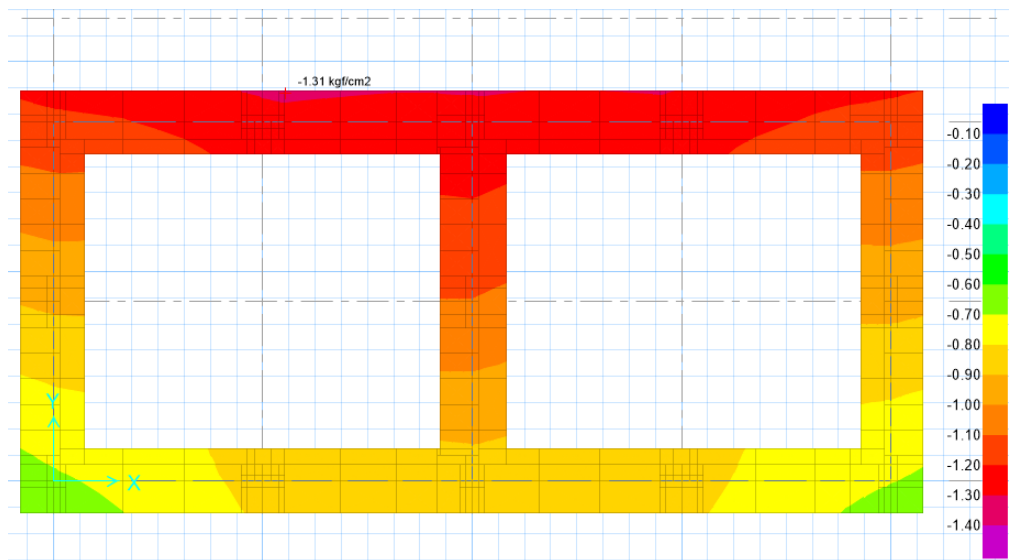
**ANEXO 7:
MODELAMIENTO
DEL NUEVO
DISEÑO DE
CIMENTACIÓN**

CIMENTACION SAFE

TIPO DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO ES ZAPATAS CORRIDAS CON VIGAS DE CIMENTACION

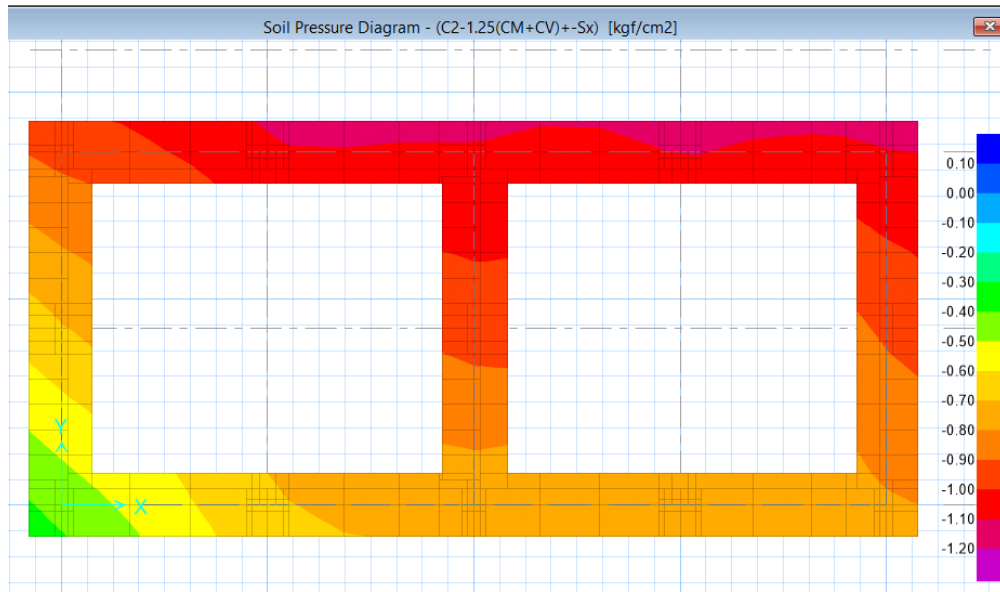


SERVICIO 1: CM+CV



Esfuerzos de la zapata para condiciones de servicio 1, 14.40Tonf/m^2 (1.44kg/cm^2) $<$ 2.18Kg/cm^2 (21.8Tonf/m^2)

SERVICIO 2: CM+CV+SX



Esfuerzos de la zapata para condiciones de servicio 2, 12.20Tonf/m² (1.20kg/cm²) < 2.18Kgf/cm² (21.8Tonf/m²)

**ANEXO 8:
INFORME DEL
ESTUDIO DE
MECÁNICA DE
SUELOS Y
ESTUDIO
TOPOGRÁFICO**



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

INFORME TÉCNICO DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

“EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON DE AULAS “D” DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA VICTOR ANDRES BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018”



Solicitantes: Pedroso Flores Armando Cesar

Vilela Perez Edson Aldair

Apoyo técnico: Lener H. Villanueva Vásquez

NUEVO CHIMBOTE, DICIEMBRE DE 2018

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



INDICE

1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	3
1.1. Generalidades.....	3
1.2. Metodología y plan de trabajo.....	4
1.3. Plan de trabajo.....	5
2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	6
2.1. Clima y Temperatura:.....	9
3. GEOLOGÍA DEL AREA EN ESTUDIO.....	10
4. GEOLOGÍA REGIONAL.....	14
5. TRABAJO DE CAMPO.....	15
6. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	15
7. ENSAYOS ESTARDAR.....	16
8. CLASIFICACION DE SUELO.....	16
9. CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION.....	16
10. DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	17
11. TERRENOS COLINDANTES.....	17
14. DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.....	22
15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	22

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe





INFORME TÉCNICO

1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

1.1. Generalidades

Objetivos

El objetivo principal del presente estudio de investigación consiste en realizar el estudio de geotecnia y mecánica de suelos, en el marco de la mejora del estudio definitivo del Proyecto de Investigación: "Evaluación del diseño estructural del pabellón de aulas "D" de la Institución Educativa Victor Andres Belaunde, distrito de Chimbote - 2018"

El estudio de suelos está orientado a determinar las características físico-mecánicas del área donde se emplazará el proyecto de investigación, con el propósito de estimar su comportamiento, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionándose las condiciones mínimas, capacidad portante admisible y las recomendaciones necesarias.

Para alcanzar el objetivo principal, se requiere alcanzar los siguientes objetivos específicos:

- ✓ Elaboración de un estudio geológico que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- ✓ Realización de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.
- ✓ Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- ✓ Elaboración de los perfiles estratigráficos y establecimiento de las consideraciones geotécnicas.
- ✓ Elaboración de las recomendaciones técnicas y tipo de edificación.

Los objetivos secundarios fueron alcanzados mediante la implementación de una metodología de estudio adecuada y la ejecución de un plan de trabajo, que

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
ucv_peru@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

guardaron correspondencia con los términos de referencia establecidos para el presente estudio.

1.2. Metodología y plan de trabajo

Metodología

El conjunto de actividades de campo, laboratorio y gabinete contemplados en la ejecución de las investigaciones geotécnicas, ha sido implementado en tres fases:

a) Fase preliminar

Esta fase de trabajo estuvo programada para desarrollarse en un lapso de quince días, durante el cual se realizaron las siguientes actividades:

- Recopilación de información básica existente.
- Planeamiento de las distintas actividades de campo y laboratorio de mecánica de suelos, incluyendo el desplazamiento e instalación del personal técnico, equipos de laboratorio y el apoyo logístico correspondiente.

b) Fase de campo y ensayos de laboratorio

- Exploración de campo para el estudio geológico del área de estudio con fines geotécnicos.


Clasificación visual manual de las muestras. - Se tomaron muestras alteradas y disturbadas para su análisis en el laboratorio anotando en una libreta sus propiedades físicas observables para complementar los resultados que se obtengan en el laboratorio.

Los resultados tanto de laboratorio como de campo son plasmados en un perfil estratigráfico que representa la variabilidad de los suelos que conforman el terreno de fundación.

De los materiales encontrados en los diversos estratos (capas), se tomaron muestras selectivas en forma representativa, las cuales se colocaron en bolsas de polietileno (doble), las que fueron descritas e identificadas siguiendo la Norma

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villaveca Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ASTM D-2488 "Practica Recomendable para la Descripción de Suelos", para posteriormente ser trasladados al laboratorio.

c) Fase de gabinete

Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo, ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.

- Elaboración de los perfiles geotécnicos representativos del suelo donde se emplazará el proyecto en mención. Asimismo, la presentación de las profundidades de las napas freáticas encontradas (en caso de presentarse) y los parámetros físicos de suelo con fines de cimentación.
- Recomendaciones técnicas y diseño estructural de cimentación y consideraciones constructivas
- Conclusiones y recomendaciones del estudio geotécnico.

1.3. Plan de trabajo

a) Planteamiento del estudio

El planeamiento del estudio geotécnico, ha sido realizado como una parte del sistema interno de control de calidad. Esto incluyó:

- La definición del área del estudio.
- Identificación de las tareas de campo, laboratorio y gabinete a ser emprendidas, y los alcances de las mismas.
- Elaboración de metodologías para cada una de las actividades de campo, laboratorio y trabajos de gabinete.
- Establecimiento de la secuencia de actividades y la interdependencia de las mismas.
- Procedimientos de interpretación y discusión de los resultados de campo y laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO
fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

- Estimación de los recursos requeridos para el cumplimiento de cada una de las tareas, y determinación de las tareas críticas en cuanto al tiempo y recursos que demanden.

Para el estudio geotécnico, las actividades han sido agrupadas en dos frentes de trabajo:

- Frente de excavación de calicatas.
- Frente de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, granulometría y contenido de humedad.

El planteamiento del estudio ha sido basado en los mejores datos disponibles en la literatura técnica, normas y manuales técnicos, y la experiencia en campo del técnico.

2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El presente proyecto de investigación se ejecutará en el Casco Urbano, perteneciente al Distrito de Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash. Específicamente el proyecto es "Evaluación del diseño estructural del pabellón de aulas "D" de la Institución Educativa Victor Andres Belaunde, distrito de Chimbote - 2018"

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Genar Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO
fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

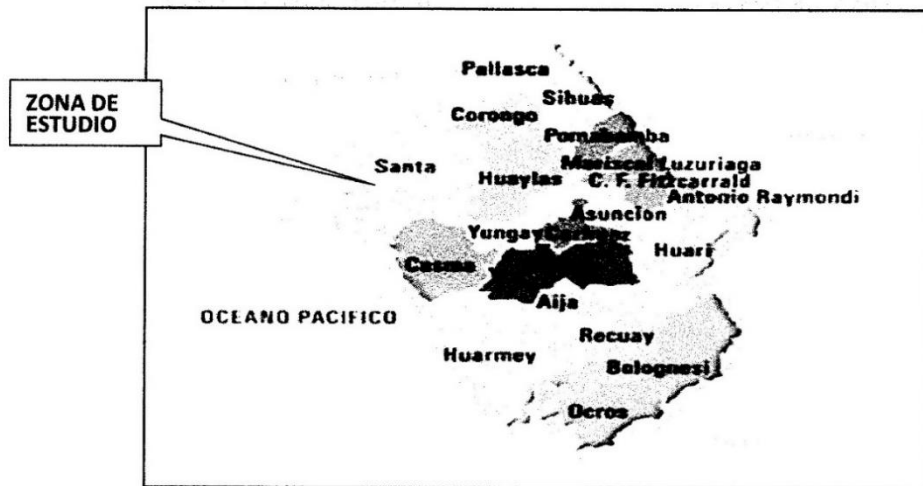


FIGURA N° 01: Mapa provincial del departamento de Ancash. La zona en estudio se encuentra en la Provincia de Santa.



FIGURA N° 02: La zona en estudio se encuentra en el casco urbano en la esquina de Jr. Saenz Peña y Jr. Alfonso Ugarte

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

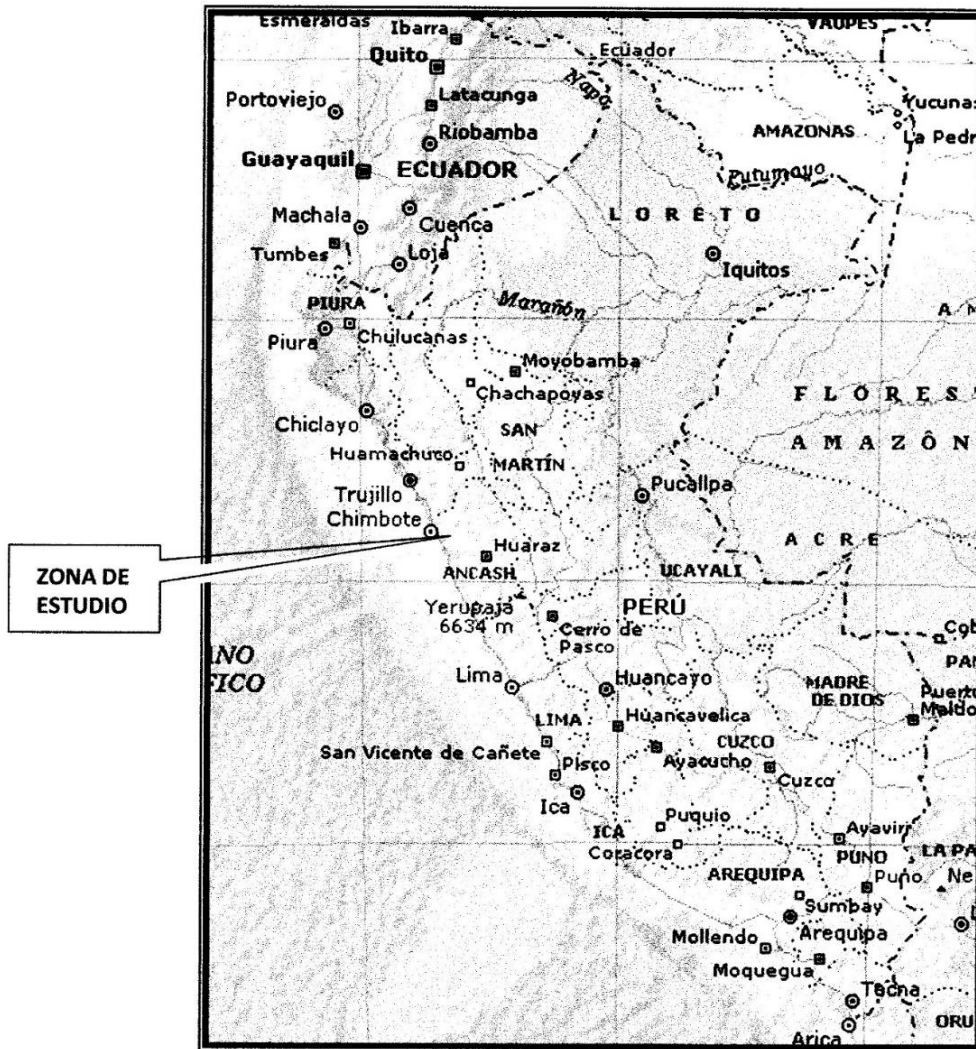


FIGURA N° 03: Mapa del Perú. La zona en estudio se encuentra en la Ciudad de Chimbote, Provincia de Santa, Departamento de Ancash.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lenny Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



2.1. Clima y Temperatura:

La Ciudad de Chimbote presenta un clima moderado. Las temperaturas en el área varían entre 23°C a 26°C en promedio durante los meses de verano (noviembre a abril) y a una temperatura promedio mínima de 16 °C durante los meses de invierno (mayo a octubre). El promedio de temperatura en verano es de 25°C y el promedio en invierno es de 18°C.

Precipitación

Muy raras veces llueve en la región y se sabe de décadas que transcurren sin ella. El régimen de lluvias en la cuenca es relativamente homogéneo, conteniendo en el año dos épocas definidas, una humedad correspondiente a los meses de verano y otra seca ocurriendo básicamente en los meses restantes se pueden considerar como transición entre estas épocas. Se ha observado que el mes de máximas precipitaciones en todas las estaciones analizadas es el mes de marzo y el de mínimas precipitaciones es el mes de Julio.

Humedad atmosférica

Como es normal para las zonas costeras, se considera que la ciudad de Chimbote está en una zona húmeda. El vapor de agua desempeña un rol importante en la evolución de los fenómenos atmosféricos y en las características fundamentales del clima. Una de las formas de expresar el contenido de vapor de agua del aire es por medio de la humedad relativa en las cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en Chimbote. La humedad relativa media mensual histórica es de 73%. Se dispone de información de horas de sol en las estaciones del Puerto de Chimbote y Rinconada en las cuales se establece que el promedio de horas de brillo solar varía de 7 a 9 horas en los meses de verano y en los meses de invierno varía de 5 a 7 horas.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magali Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



R. L. P.
Ing. Hamilton Villanueva Vásquez
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES
#saliradelante



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

3. GEOLOGÍA DEL AREA EN ESTUDIO

3.1. Geomorfología

3.1.1. Principales Agentes Modeladores

Dentro de los principales agentes que han dado origen a las geoformas actuales se tiene el agua y el viento como los que han jugado un papel muy importante. Las intensas lluvias que se producen en la región costanera después de largos periodos de sequía, origina grandes torrentes que descienden por las diversas quebradas, los materiales acarreados por dichos torrentes se han acumulado en las planicies bajas en formas de grandes abanicos.

3.1.2. Unidades Geomorfológicas

Las unidades geomorfológicas mayores son la faja costanera, los valles de la vertiente pacífica y las estribaciones de la cordillera occidental, dentro de las cuales se pueden identificar en la zona las siguientes unidades menores.

Cuadrángulo de Chimbote, los afloramientos de gabros y rocas asociados se encuentran en la Isla Blanca, cerró señal Taricay y Cerro Tambo. Los afloramientos de gabros tienen coloraciones oscuras que se diferencian de las rocas adyacentes por su mayor resistencia a la erosión. En algunos casos tienen morfología resaltante, como el caso del Cerro Tortugas, Cerro Prieto, Cerro Samanco, etc.


Los componentes intrusivos iniciales del Batolito de la costa Varían en un rango desde gabro a diorita, según sus características jeroglíficas se han separado en los mapas geológicos respectivos cuerpos de gabro, diorita, microdiorita a diablia y un complejo de diques, cada uno de ellos tiene una forma y distribución espacial.

3.2. Súper Unidad Santa Rosa

El lado Oeste del Batolito está compuesto por un complejo muy variado de tonalita ácida. Las características petrográficas y de campo de este complejo son muy similares a las del complejo de la región Chancay – Huaura (Cobbing yPitcher, 1972). Ya que el complejo de la tonalita acida de la región de Casma representa claramente la continuación hacia el norte, del Complejo Tonalita Santa Rosa de Cobbing y

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Rafel
Lenny Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO
fb/ucv.peru @ucv_peru #saliradelante
ucv.edu.pe





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Pitcher; Child R. (1976) prefiere mantener el nombre y sin embargo cambia la denominación de "Complejo" por la de "Super Unidad"

La súper unidad Santa Rosa es la más amplia de las unidades intrusivas que forman el Batolito cubriendo aproximadamente el 60 % del área total, correspondiente a las rocas intrusivas. Aflora en una extensa franja que va desde Chimbote en el Norte, hasta la quebrada Berna Puquio en el Sur (Culebras) y se prolonga más hacia el Sur a los Cuadrángulos adyacentes.

3.2.1. Depósitos cuaternarios

La evidencia del levantamiento y erosión de la región se sustenta en la presencia de terrazas marinas levantadas, depósitos marinos recientes, terrazas aluviales levantadas, depósitos aluviales recientes, depósitos eólicos estabilizados y acumulaciones eólicas en actividad, etc. Todos estos depósitos fluvio-aluviales depósitos residuales y aun los deslizamientos constituyen la cobertura del material reciente que recubren gran parte del área de estudio y por simplificación de le ha agrupado como depósitos marinos, eólicos y aluviales.

3.2.2. Depósitos marinos

Se encuentran distribuidos a lo largo del litoral, especialmente en las bahías y efitrantes; consiste de arenas semiconsolidadas con estratificación sesgada, cuyos componentes son cuarzo de 1 a 3 milímetros, granos oscuros de rocas volcánicas finas en algunos casos con fragmentos de conchas en una matriz de arena gruesa. Los remanentes de depósitos marinos levantados en general se inclinan suavemente hacia el Oeste.


3.2.3. Depósitos eólicos

Se pueden distinguir dos tipos de arenas eólicas; los montículos de arenas eólicas; los montículos de arena estabilizadas y depósitos de arena en movimiento o continua evolución.

Las arenas estabilizadas se observan al Este de la ciudad de Chimbote, al Sur de Samanco, etc.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lemar Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Los procesos eólicos trabajan rápidamente las arenas y cubren los depósitos de playas, estos últimos representan la fuente principal del material eólico que se transporta hacia el continente. El avance continuo de las arenas ha definido cuerpos alargados, longitudinales conocidos como médanos que avanzan hacia el continente sobre yaciendo a rocas cretáceas.

3.2.4. Depósitos aluviales

Como se observa en los mapas geológicos los depósitos aluviales son más abundantes en el cuadrángulo de Casma, en estrecha relación con la mayor extensión de rocas plutónicas, las cuales son fácilmente erosionables, originando depósitos arenosos gruesos y limoarcillas

En los depósitos aluviales se incluyen las terrazas, los rellenos de quebradas y valles, así como los depósitos recientes que constituyen las pampas o llanuras aluviales, las terrazas están formadas por gravas arenas y limos que en algunos casos sobreyacen directamente al basamento rocosos, en otros casos constituyen una secuencia gruesa de depósitos aluviales mal seleccionados con clastos de litologías diversas.

En general los depósitos aluviales son más gruesos a heterogéneos hacia el Este, en cambio hacia el Oeste son de fragmentometría más fina y características más homogéneas, por lo que son explotados como agregados y material de construcción.

Geología general:


La ciudad de Chimbote y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

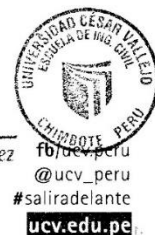
a) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Chimbote y Nuevo Chimbote, con un ancho promedio de 10 a 30 m. Está constituido de arenas gruesas, arenas finas y conchas marinas, con intercalaciones de arcillas en los laterales.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Luz Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

b) Unidad de pantanos

Limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial de Nuevo Chimbote, presentándose con nivel freático casi superficial y en las áreas distantes del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Lacramarca, cuyas aguas se infiltran y fluyen subterráneamente hacia el mar.

En épocas de ocurrencia del Fenómeno "El Niño", el área de pantanos aumenta de extensión superficial, provocando inestabilidades.

c) Unidad de depósitos aluviales del río Lacramarca

Se encuentra a lo largo del cono aluvial, ensanchándose cerca a la desembocadura del río Lacramarca en el Océano Pacífico. Los depósitos aluviales se extienden desde Chimbote hasta Nuevo Chimbote.

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Lacramarca, que en épocas de crecidas produce la erosión local y general del cauce e inundación de las planicies inundables, comprometiendo la seguridad de las obras de ingeniería emplazadas en el cauce y faja marginal del río.

Dicha unidad está constituida de arenas, limos y gravas en profundidades de 5 m a 10 m. El nivel freático varía desde 0,00 m (pantano) hasta 1.50 m de profundidad (áreas limítrofes del abanico).

d) Unidad de colinas

Es parte de la vertiente andina, constituida de rocas graníticas cubiertas superficialmente con arenas eólicas, formando colinas suaves y onduladas cuyas pendientes varían de 3° a 10°, como se observa en el reservorio R-III y alrededores. En esta unidad se aprecian depósitos coluviales y proluviales, de granulometría heterométrica.

e) Unidad de dunas

Son depósitos eólicos ubicados en la margen derecha del río Lacramarca tienen un espesor de 10 m a 20 m aproximadamente.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villadueña Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv_peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



4. GEOLOGÍA REGIONAL

Geológicamente, a nivel regional se han reconocido las siguientes unidades estratigráficas:

a) Cretáceo

Es una secuencia volcánica andesítica, conformada por lavas y brechas, de composición básicamente de andesita y porfírica que presentan fenocristales de plagioclasas anfíboles y en menor proporción piroxenos. También se observan alteraciones de tipo propilítico, cloritización y silicificación incipiente. En la ciudad de Nuevo Chimbote el volcánico se encuentra expuesto principalmente en el extremo norte por los cerros Chimbote y Tambo Real, y en el extremo Sur-Este por los cerros Península y División.

b) Intrusivos

Este segundo tipo de afloramiento existente en la zona se encuentra representado por formaciones de granodiorita, cuya coloración oscila entre gris oscuro y gris claro, su grano varía entre medio y grueso; teniendo su mejor exposición en el lado Este de la ciudad, en las colinas de las Pampas de Chimbote.

c) Cuaternario

Son los más predominantes en el área de estudio, formada por extensos depósitos la arena eólica, formando muchas veces colinas de poca elevación. Se nota la presencia de materiales aluvionales y fluviales formando depósitos a lo largo del lecho antiguo del Río Lacramarca, así como en el extremo Norte de la ciudad, conocidos como Cascajal, La Mora, etc.

Tectonismo

Esta región es considerada como un área de concentración sísmica caracterizada por movimientos con hipocentros entre 40 y 70 Km. de profundidad frente al litoral de Chimbote y en la falla de Cerro península en Samanco, con relación a los focos sísmicos indicados se estima que en 70 años se puede alcanzar una

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magali Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

magnitud de 6.9 mb y una aceleración de 0.28g para condiciones medidas de cimentación en material blando.

5. TRABAJO DE CAMPO

Calicata.

Con la finalidad de definir el perfil estatigráfico se realizó la apertura de 01 calicata a cielo abierto de aproximadamente 1.40 m de profundidad, denominándola como C-1 las cual se ubican en el área de estudio, las ubicaciones de dichas calicatas se muestran en el croquis adjunto.

Muestreo

Se tomaron muestras alteradas o disturbadas de cada estrato, las cuales fueron guardadas y selladas y enviadas al laboratorio, realizándose ensayos con fines de identificación y clasificación.

Registro de sondaje

Paralelamente al avance de las excavaciones de los sondeos, se realizó el registro de excavación vía clasificación manual visual según ASTM D2488, descubriéndose las principales características de los suelos encontrados tales como; espesor tipo de suelo, color, plasticidad, humedad, compacidad etc.

6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos

Con las muestras alteradas obtenidas de los sondeos realizados, se han ejecutado los siguientes ensayos estándar: 1 ensayo de análisis granulométrico por tamizado, 1 ensayo de contenido de humedad, 01 ensayo de DPL, Las muestras fueron ensayadas en el laboratorio de Universidad Cesar Vallejo, han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado de Clasificación (SUCS) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO
fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

10. DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.

De acuerdo a Seed, Woodward y Lundgren, establecieron la siguiente tabla de potencial de expansión determinada en laboratorio.

INDICE DE PLASTICIDAD	POTENCIAL DE EXPANSION
0 -15	BAJO
15 -35	MEDIO
35 – 55	ALTO
>55	MUY ALTO

Se ha estimado el potencial de expansión para cada uno de los puntos de investigación del área en estudio, según los ensayos realizados se desprende que hay presencia de suelos poco o nada expansibles.

11. TERRENOS COLINDANTES

En el área del proyecto de investigación no se ha podido verificar otros estudios Similares al presente.

De las cimentaciones adyacentes

Se ha verificado que algunas de las edificaciones adyacentes son de material noble de 01 piso a 03 pisos. Por la ubicación de las obras previstas en el proyecto, las edificaciones adyacentes no afectaran a las edificaciones a realizarse.

12. DATOS GENERALES DE LA ZONA.

a) **Geodinámica Externa.** – Respecto a este fenómeno lo que se puede anotar es que la zona en estudio se encuentra dentro de la región Media de Sismicidad en el Perú en la Zona 4 cuyo factor es $Z = 0.45$, el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Erika Magaly Mozo Castañeda
Docente de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villaneta Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Como un antecedente relativamente cercano tenemos el terremoto del 31 de Mayo de 1970, el cual fue uno de los más catastróficos de la Historia, su epicentro fue localizado a 9.4° Latitud Sur y 79.3° Longitud Oeste, el cual produjo una aceleración de 0.24g. La magnitud calculada fue de 7.5° en la escala de Richter, la cual fue menor al Sismo del 26 de febrero de 1619 que alcanzó 7.8° en la escala de Richter.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

b) terrenos colindantes. - Adyacentes al terreno se encuentran viviendas y construcciones de la población

13. EFECTO DE SISMO


La zona de estudio corresponde al distrito de Chimbote en el departamento de Ancash, la cual se encuentra dentro de la zona 4 del mapa de zonificación sísmica del Perú de acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) como se puede observar en la figura 4.

En la figura 5 se muestra el mapa de distribución de máximas intensidades en el Perú. Las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse de acuerdo a las normas de diseño sismorresistente según la siguiente relación:

$$\frac{ZUCS}{R} V = P$$

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Humberto Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/jucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

- ✓ Para la zona donde se cimentará, el suelo de cimentación es arena limosa el cual tendrá los siguientes parámetros sísmicos: S es el factor Suelo con un valor de $S=1.1$, para un periodo predominante de $T_p=1.0$ s, y Z es el factor de la zona 4 resultando $Z=0.45g$.

Para el análisis seudo estático se ha empleado una aceleración máxima de $0.42g$, y según la literatura técnica internacional para la selección del coeficiente del análisis seudo estático se ha considerado la mitad de la aceleración máxima de la zona y cuyo valor es 0.21 .

En la figura 6 se muestra los valores de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y para una vida útil de 50 años, con una excedencia de 10%.

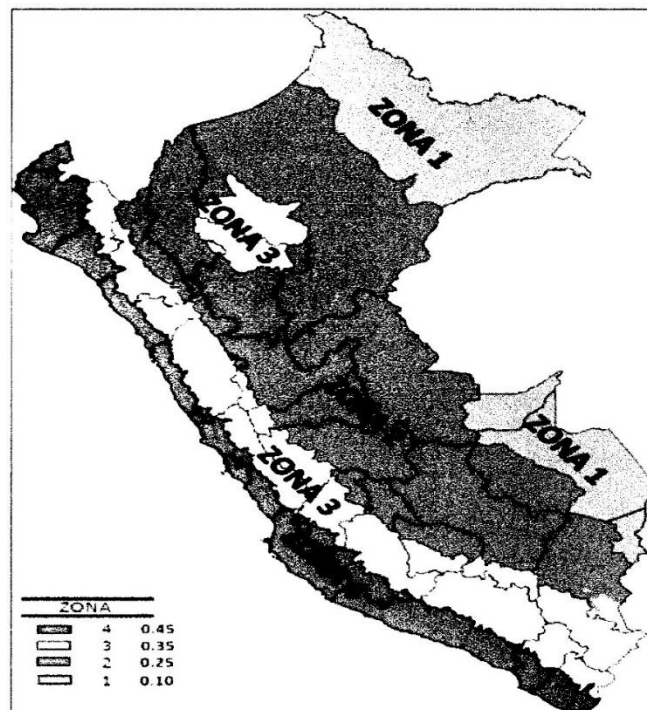


FIGURA N° 04: Mapa de zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2016)

PAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hovilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO
fb/ucv_peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



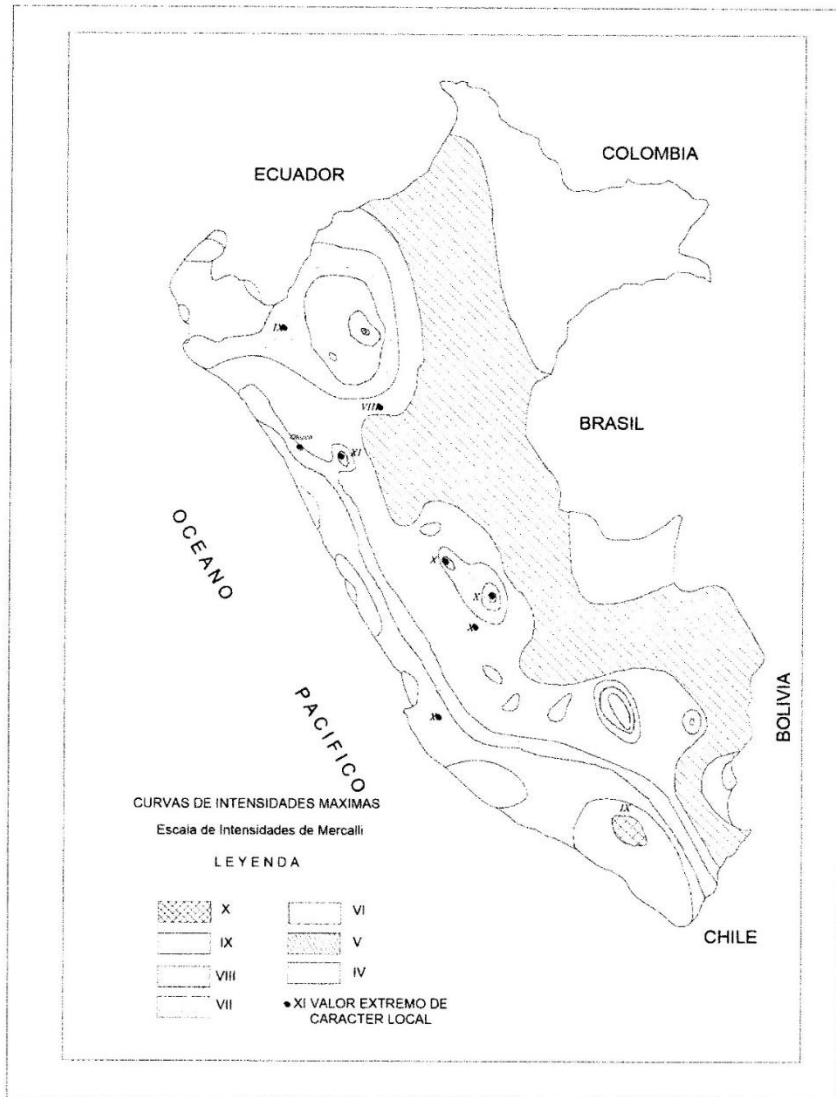



FIGURA N° 5: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984).

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Erika Magaly Pozo Castañeda
Docente de la Escuela de Ingeniería Civil


Laura Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO


fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

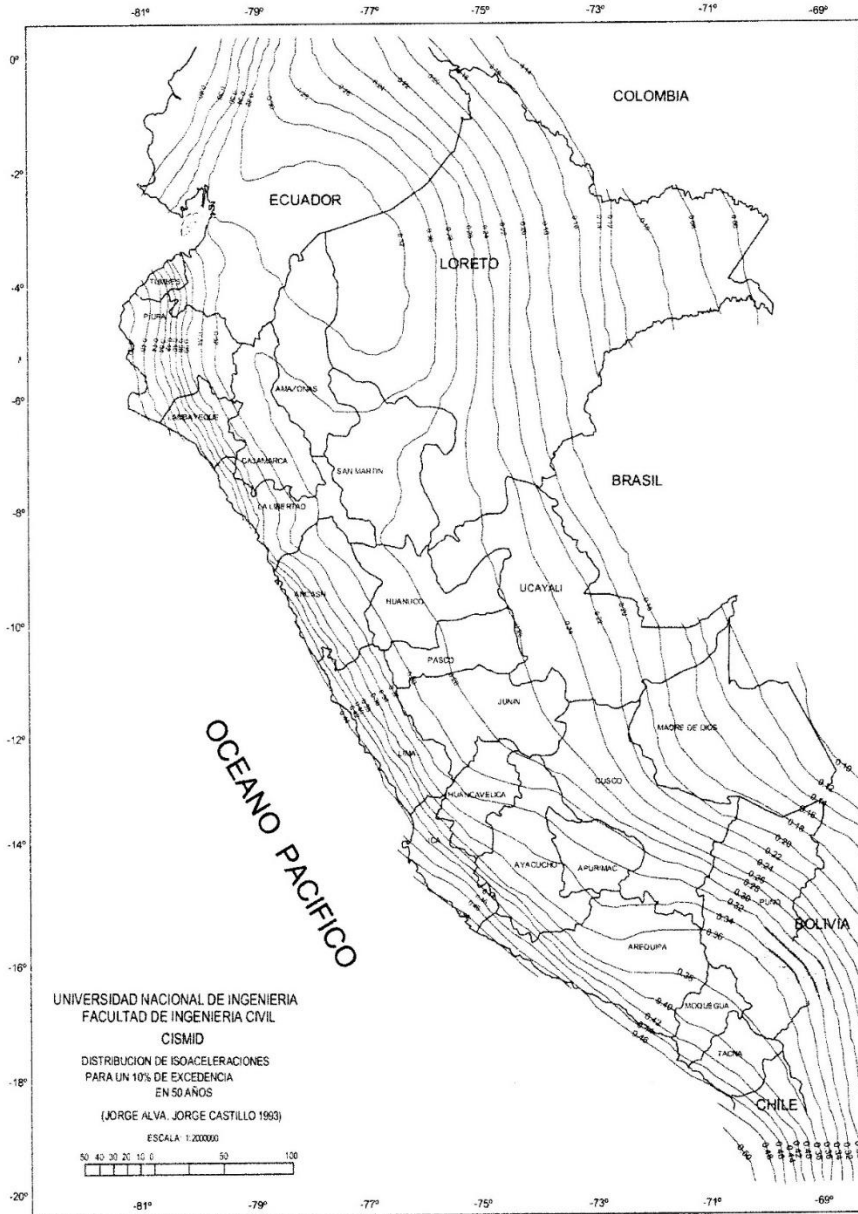


FIGURA N°6: Mapa de Isoaceleraciones para 500 años de Periodo de Retorno

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 CHIMBOTE PERU

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil

León Hamilton Villaverde Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/fucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 uev.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

14. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

En base a los ensayos de campo se deduce la siguiente conformación:

La calicata N° 01, Tiene una profundidad de 1.40 m. Presenta nivel freático a la profundidad de 1.20 m; está conformado por una capa de 0.50 m de material de relleno, además presenta 0.30 m de arena mal graduada, y en adelante arena fina con presencia de finos no plásticos, condición in situ: saturado y en estado semicompacto.

15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, así como el análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

- El suelo del área en estudio está conformado por material proveniente de excavaciones y restos de escombros además cuenta con arena mal graduada, seguido de un estrato de arena granular redondeada a una medida pequeña y posterior con arena mal graduada saturada, el espesor de material arena mal graduada de color beige claro sus granos son redondeados y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, plásticos condición in situ: saturado y en estado compacto y semicompacto.
- Cuenta con napa freática.
- El perfil geotécnico descrito precedentemente se considera de baja calidad mecánica en general, las arenas mal gradadas de granos redondeado y sub redondeado sin presencia de finos plásticos, situados en la zona de estudio cuando están sumergidas son proclives a experimentar asientos diferenciales de importancia, son muy susceptibles a los fenómenos telúricos que provocarían su densificación y podría reducirse a cero su resistencia al corte (licuefacción).

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Luis Hamilton Villalobos Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/lucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

➤ La capacidad portante para la calicata realizadas es:

- Calicata C-1 Suelo Natural

Por carga ultima : 0.59 kg/cm²

Angulo de fricción : 29

ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN PARA EDIFICACION HASTA 03 NIVELES.

- La capacidad portante para los cálculos será tomada la más crítica que es por asentamiento, a una profundidad de mínima de 2.80 m, medidos a partir del nivel de terreno natural, cuyo valor es: 0.59Kg/cm². De acuerdo a los cálculos, a mayor profundidad de desplante de la cimentación existe mayor capacidad portante del terreno.
- Se recomienda utilizar el tipo de cimentación por medio de zapatas conectadas por medio de vigas de cimentación, por el tipo de estructura proyectada y el terreno de cimentación encontrado.
- Otra de las recomendaciones sería el uso de pilotajes o mejoramiento de suelos el cual se trata de colocación de piedra hasta el nivel de corte de la cimentación posterior a ello la colocación de material obero y para aislar a la cimentación se recomienda un aislante asfáltico.
- El tipo de cemento a usar en esta zona por tener el nivel freático alto se recomienda el Tipo V, para los sobrecimentados el tipo MS antisalitre al igual que las columnas.
- De acuerdo al tipo de suelo encontrado conformado por suelos finos tipo arena mal gradada con presencia de finos de mediana plasticidad, en estado saturado y no compacto, se recomienda hacer zanjas sin ningún riesgo para cimientos corridos.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villaveca Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe




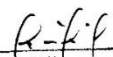
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ANEXOS

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lency Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe




UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Ing. Erika Nagali Mozo Castañeda
Ingeniera de la Escuela de Ingeniería Civil


Lever Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



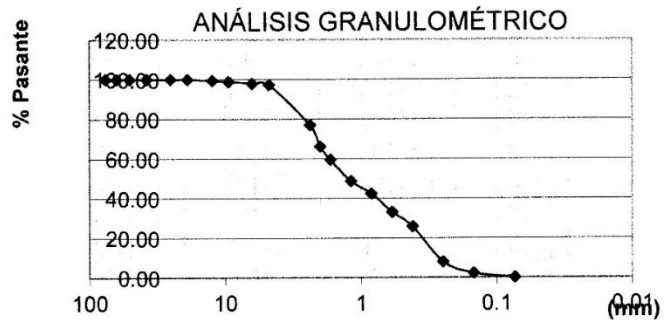
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 400.012, ASTM D422)

TESIS : "EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN DE AULAS "D" DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA VICTOR ANDRES BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018"
TESISTA : PEDROSO FLORES ARMANDO CESAR - VILELA PEREZ EDSON ALDAIR
ASUNTO : ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO
LUGAR : DISTRITO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH
UNIDAD : MUESTRA C – 01

TABLA: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Desing. del Tamiz US	A Peso Retenido gr.	B % Pasante
3/4	0.00	0.00
1/2	12.20	0.61
3/8	10.10	0.51
1/4	17.90	0.90
Nº 4	13.60	0.68
Nº 8	404.50	20.23
Nº 10	214.20	10.71
Nº 12	135.70	6.79
Nº 16	215.40	10.77
Nº 20	126.50	6.33
Nº 30	188.20	9.41
Nº 40	143.10	7.16
Nº 60	358.50	17.93
Nº 100	114.30	5.72
Nº 200	42.90	2.15
P Nº 200	2.90	0.15



Grava (%)	2.02
Arena (%)	95.68
Finos (%)	2.30
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A1-a
Contenido de Humedad	13.54

Nota:

SUCS: Arena mal graduada

AASHTO: Arena fina

Las muestras fueron analizadas por el solicitante en el laboratorio.

FA. APUS - CHIMBOTE
 Central Mz. H. LL. 1
 Av. Los Andes - Nuevo Chimbote
 Perú (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Leon Hamilton Villaverde Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE PENETRÓMETRO DINÁMICO LIGERO (DPL)

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.159)

TESIS : "EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN DE AULAS "D" DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA VICTOR ANDRES BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018"

TESISTA : PEDROSO FLORES ARMANDO CESAR - VILELA PEREZ EDSON ALDAIR

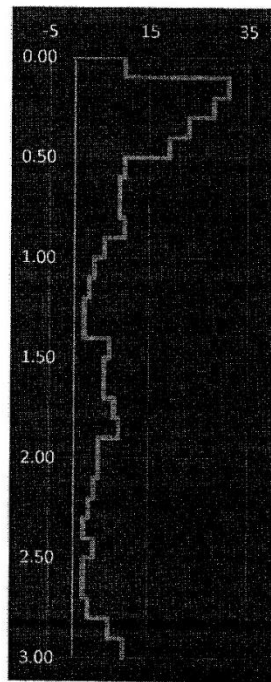
ASUNTO : ENSAYO DE DPL

LUGAR : DISTRITO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : ENSAYO - 01

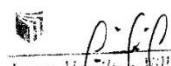
TABLA: ENSAYO DPL

DPL	
Prof (m)	Nº Golpes
0.00	0
0.10	10
0.20	31
0.30	28
0.40	23
0.50	19
0.60	10
0.70	9
0.80	9
0.90	10
1.00	6
1.10	4
1.20	3
1.30	2
1.40	2
1.50	7



CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Jirón Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg Eriko Magala
 Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE PENETRÓMETRO DINÁMICO LIGERO (DPL)

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.159)

TESIS : "EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN DE AULAS "D" DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA VICTOR ANDRES BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018"

TESISTA : PEDROSO FLORES ARMANDO CESAR - VILELA PEREZ EDSON ALDAIR

ASUNTO : ENSAYO DE DPL

LUGAR : DISTRITO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : ENSAYO - 01

1.60	6
1.70	6
1.80	8
1.90	9
2.00	5
2.10	5
2.20	4
2.30	3
2.40	2
2.50	4
2.60	2
2.70	2
2.80	3
2.90	7
3.00	10

<u>Resultados</u>	
Ángulo de Fricción (ϕ)	29
N_{60}	5.9
Grado de compacidad	Floja
q_u (kg/cm ²)	0.59
Tipo de Suelo	SP
Cohesión (kg/cm ²)	0.29
Presencia de arena mal graduada con poca presencia de material fino (limo o arcilla)	

Nota:

Las muestras fueron elaboradas realizadas in Situ.

CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mosa Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lever Hamilton Villaveca Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FOTOGRAFIAS

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Frika Magaly Mozo Castañeda
Docente de la Escuela de Ingeniería Civil



[Signature]
Leonor Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO



En la imagen se observa el inicio de ensayos de calicata para la extracción de muestra y la realización del ensayo de DPL.

CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires – Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Erika Magaly Mozo Castañeda
Docente de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villacueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO



En la imagen se aprecia el pesado de las taras y el pesado de la tara más la muestra para realizar los ensayos granulométricos.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Magaly Erika Mozo Castañeda
Laboradora de la Escuela de Ingeniería


Lenor Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON DE AULAS "D" DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA VICTOR ANDRES BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018"

1.- Objetivos y Alcances

Objetivos:

Los estudios topográficos realizados tienen como objetivo lo siguiente:

- ✓ Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos, para que en base a ellos se realice el diseño final de la Arquitectura del **diseño estructural del pabellón de aulas "d" de la institución educativa Víctor Andrés Belaunde, distrito de Chimbote**, así como también la ubicación exacta de las estructuras.
- ✓ Proporcionar la información necesaria para que en base a ello se desarrollen los Estudios de Mecánica de Suelos, y Medio Ambiente
- ✓ Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones del terreno y del área destinada donde se proyectarán los trabajos de diseño estructural del centro educativo.
- ✓ Establecer puntos de referencia en el levantamiento topográfico para el replanteo durante el proceso constructivo, tales como los BM's dejados en puntos fijos.

Alcances

Los estudios topográficos presentan los siguientes Alcances:

- ✓ Levantamiento topográfico del área donde se desarrollará el proyecto.
- ✓ Ubicación e indicación de cotas en puntos referenciales (arbitrarios) y colocación de Bm's.

Reconocimiento del Terreno

Consiste en el recorrido del terreno y tener apuntes preliminares de las diferentes alternativas asumidas en campo, por donde se proyectará el diseño estructural del centro educativo.

El trabajo de reconocimiento consistió en visitar el área de intervención donde se proyectará el diseño estructural del centro educativo en mención.



Metodología Utilizada

Para la ubicación de las coordenadas relativas, UTM, se ha utilizado el Sistema de Posicionamiento Global (GPS OREGON 550) de precisión, con dos puntos referenciales en cada punto definido como ESTACION y ORIENTACION en base a los cuales se ha realizado el levantamiento topográfico teniendo estaciones en puntos referenciales, sirviendo estas como BM's correspondientes.

2.- Ubicación:

2.1 Política:

Distrito : Chimbote
Provincia : Santa
Región : Ancash
Región natural : Costa

2.2 Cartografía:

Coordenadas UTM. (Arbitrario). Diseño estructural del pabellón de aulas "D" de la institución educativa Víctor Andrés Belaunde.

ESTE : 764298.21m
NORTE : 8996353.59m
COTA : 10.34 m.s.n.m.

3.- Instrumentación

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos han sido consistentes con la dimensión del proyecto y con la magnitud del área estudiada. Siendo estas:

- a. Base Cartográfica : PETT-ANCASH
b. Equipo utilizado Predio : Teodolito Electrónico de Medición Horizontal y Vertical dual.
c. Miras topográficas : 02 unidades.
d. Precisión del Equipo Predio : 30" de precisión, aumento telescópico 30 x rango enfoque plomada óptico 3x
e. Datum Horizontal Utilizado : WGS 84 (la Canoa - Venezuela)
f. Zona : 17 (Esferoide Internacional)
g. Otros :
- Pintura.
 - Brocha.
 - Estacas.
 - Wincha.
 - Material logístico (lapiceros, papel, etc.)



4.- Resultados del Estudio Topográfico.

4.1 Vías de acceso:

Para llegar a la Zona en mención existe una vía de entrada:

Primera vía: de sur a norte

Av. Pardo – Jr. Saenz Peña – Jr. Alfonso Ugarte – I.E. Víctor Andrés Belaunde

Para el suministro de materiales se recomienda utilizar la única vía.

4.2 Resultados de los planos elaborados:

Se han elaborado los Planos a curvas de nivel a cada 0.20 m y el dibujo en coordenadas UTM WGS-84, los mismos que se pueden apreciar en las diferentes Láminas:

Plano de Ubicación a escala indicada

Plano Topográfico Integral a escala indicada

4.3 Resultados de las Área de Intervención:

Mediante el estudio Topográfico se ha permitido realizar los metrados de las dimensiones de la institución, cuyo resultado es:

Largo: 121.00 m

Ancho: 79.00 m

PANEL FOTOGRÁFICO



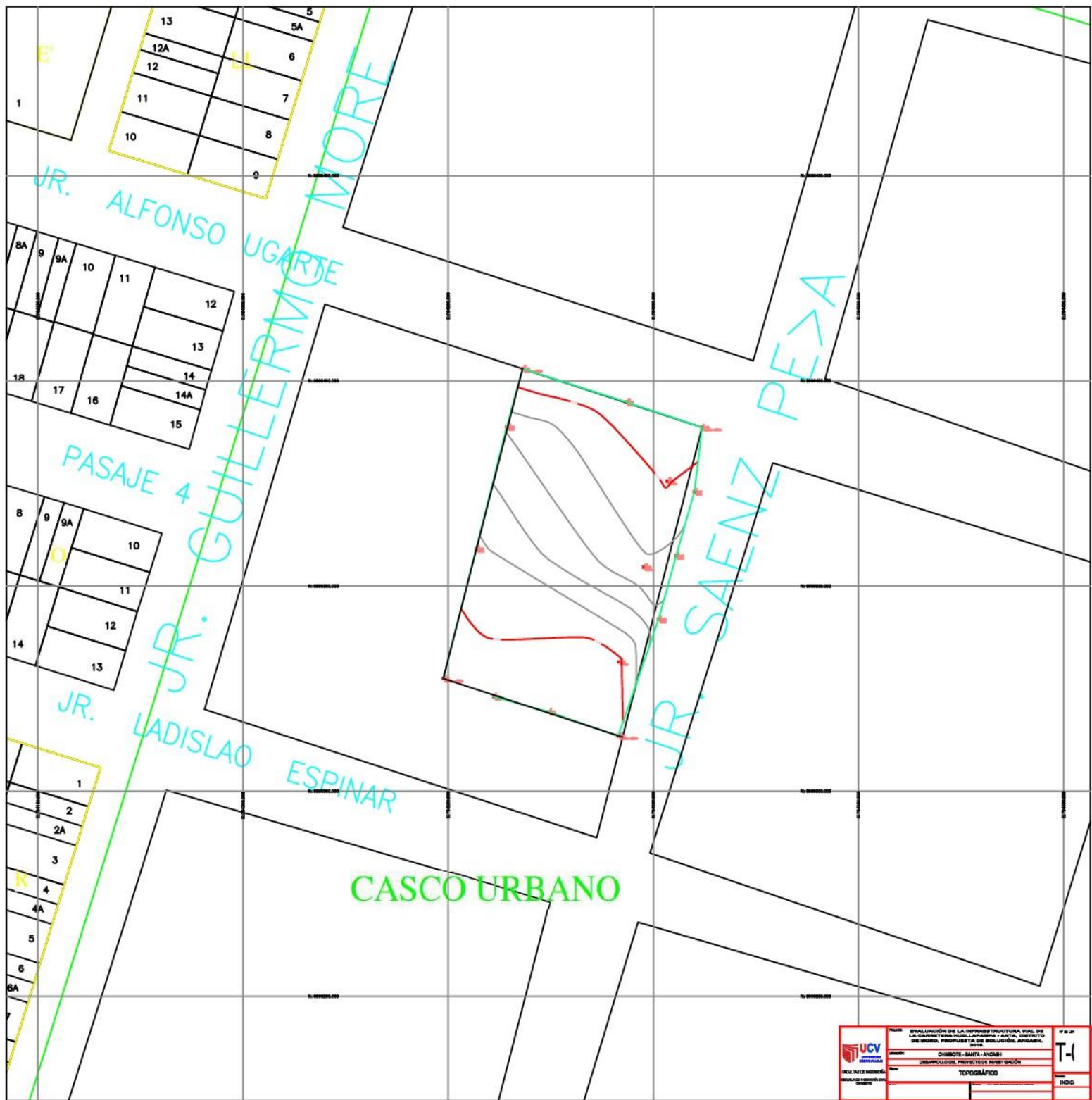
VISTA 01.- En esta vista se aprecia el terreno donde se realizará el estudio topográfico



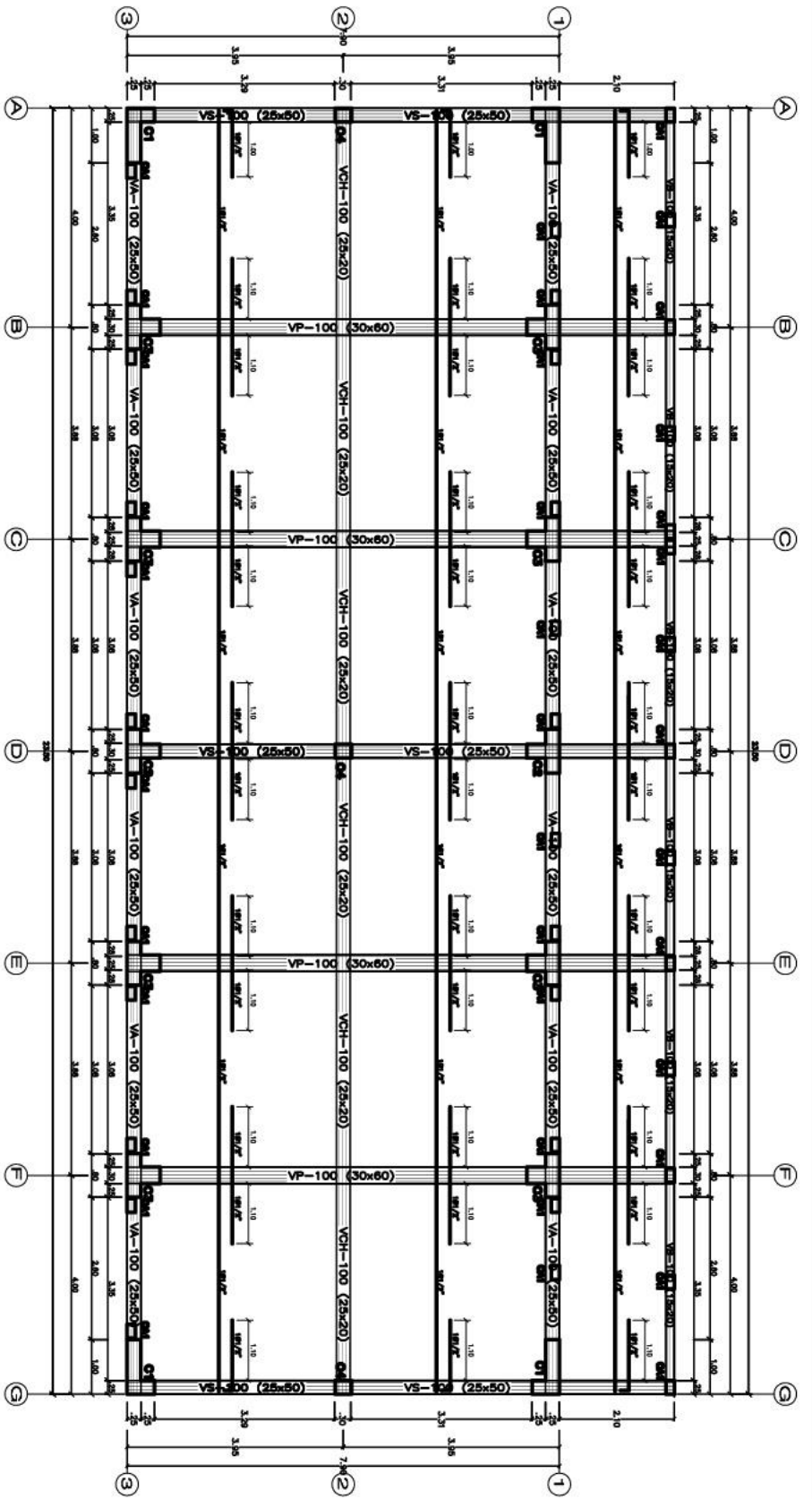


VISTA 02.- En estas vistas se aprecia el levantamiento topográfico del colegio en diferentes puntos.

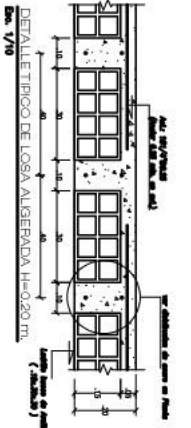
**ANEXO 9:
PLANOS DEL
PABELLÓN DE
AULAS “D”**



 <p>UNIVERSIDAD CAYMAHUASI CAYMAHUASI</p>	<p>PROYECTO: EFECTUACION DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL DE LA CARRETERA PASAJE 4 DE SANTA ANA, DISTRITO DE MONTE, PROYECTO DE SOLUCION ANEXO 1. ESTE.</p>	<p>HOJA: T-1</p>
	<p>UBICACION: CHIMOTE - SANTA ANA</p>	
	<p>FECHA: DESARROLLO DEL PROYECTO DE INGENIERIA</p>	
	<p>ESCALA: TOPOGRAFICO</p>	
<p>INSTITUCION: INSTITUTO NACIONAL DE INGENIERIA</p>	<p>PROYECTO: DESARROLLO DEL PROYECTO DE INGENIERIA</p>	<p>INDIC: INDIC</p>



PLANTA ALIGERADOS PRIMER NIVEL PABELLON D

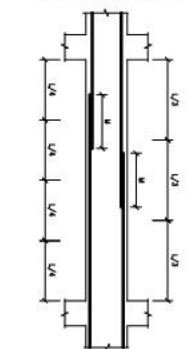


TRASFALDES Y EMPALMIES

#	TIPO	CANTIDAD	UNIDAD	LONGITUD Y VOLUMEN	EN COLUMNAS
1	4x4"	20	kg		
2	4x4"	20	kg		
3	4x4"	20	kg		
4	4x4"	20	kg		
5	4x4"	20	kg		
6	4x4"	20	kg		
7	4x4"	20	kg		
8	4x4"	20	kg		
9	4x4"	20	kg		
10	4x4"	20	kg		

ESTRIBOS

#	TIPO	CANTIDAD	UNIDAD	LONGITUD Y VOLUMEN
1	4x4"	20	kg	
2	4x4"	20	kg	
3	4x4"	20	kg	
4	4x4"	20	kg	
5	4x4"	20	kg	
6	4x4"	20	kg	
7	4x4"	20	kg	
8	4x4"	20	kg	
9	4x4"	20	kg	
10	4x4"	20	kg	



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. MATERIALES: ACERO: S 500, S 600, S 700, S 800, S 900, S 1000, S 1100, S 1200, S 1300, S 1400, S 1500, S 1600, S 1700, S 1800, S 1900, S 2000, S 2100, S 2200, S 2300, S 2400, S 2500, S 2600, S 2700, S 2800, S 2900, S 3000, S 3100, S 3200, S 3300, S 3400, S 3500, S 3600, S 3700, S 3800, S 3900, S 4000, S 4100, S 4200, S 4300, S 4400, S 4500, S 4600, S 4700, S 4800, S 4900, S 5000, S 5100, S 5200, S 5300, S 5400, S 5500, S 5600, S 5700, S 5800, S 5900, S 6000, S 6100, S 6200, S 6300, S 6400, S 6500, S 6600, S 6700, S 6800, S 6900, S 7000, S 7100, S 7200, S 7300, S 7400, S 7500, S 7600, S 7700, S 7800, S 7900, S 8000, S 8100, S 8200, S 8300, S 8400, S 8500, S 8600, S 8700, S 8800, S 8900, S 9000, S 9100, S 9200, S 9300, S 9400, S 9500, S 9600, S 9700, S 9800, S 9900, S 10000.

DOBLAZ DE ACERO PRINCIPAL EN APOYO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL URUGUAY
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: TRABAJO DE GRUPO
ASIGNATURA: ESTRUCTURAS DE ACERO
ALUMNO: ANTONIO GONZALEZ RAMIREZ
DEPARTAMENTO: INGENIERÍA CIVIL

FECHA: 15/05/2024
PROFESOR: DR. CARLOS RAMIREZ
GRUPO: E-02

INDICADA

ANEXO 10: NORMA E.020

NORMA E.020
CARGAS
**CAPÍTULO 1
 GENERALIDADES**
Artículo 1.- ALCANCE

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica.

En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma.

Las cargas mínimas establecidas en esta Norma están dadas en condiciones de servicio.

Esta Norma se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente y con las Normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales.

Artículo 2.- DEFINICIONES

Carga: Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Carga Muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.

Carga Viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

**CAPÍTULO 2
 CARGA MUERTA**
Artículo 3.- MATERIALES

Se considerará el peso real de los materiales que conforman y los que deberán soportar la edificación, calcula-

dos en base a los pesos unitarios que aparecen en el Anexo 1, pudiéndose emplear pesos unitarios menores cuando se justifiquen debidamente.

El peso real se podrá determinar por medio de análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos de los fabricantes.

Artículo 4.- DISPOSITIVOS DE SERVICIO Y EQUIPOS

Se considerará el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación, incluyendo las tuberías, ductos, equipos de calefacción y aire acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, maquinaria para ascensores y otros dispositivos fijos similares. El peso de todo este material se incluirá en la carga muerta.

El peso de los equipos con los que se amueble una zona dada, será considerado como carga viva.

Artículo 5.- TABIQUES

Se considerará el peso de todos los tabiques, usando los pesos reales en las ubicaciones que indican los planos. Cuando exista tabiquería móvil, se aplicará lo indicado en el Artículo 6 (6.3).

**CAPÍTULO 3
 CARGA VIVA**
Artículo 6.- CARGA VIVA DEL PISO
6.1. Carga Viva Mínima Repartida.

Se usará como mínimo los valores que se establecen en la Tabla 1 para los diferentes tipos de ocupación o uso, valores que incluyen un margen para condiciones ordinarias de impacto. Su conformidad se verificará de acuerdo a las disposiciones en Artículo 6 (6.4).

a) Cuando la ocupación o uso de un espacio no sea conforme con ninguno de los que figuran en la Tabla 1, el proyectista determinará la carga viva justificándola ante las autoridades competentes.

b) Las cargas vivas de diseño deberán estar claramente indicadas en los planos del proyecto.

TABLA 1
CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Industria	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Teatros	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	5,0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

6.2. Carga Viva Concentrada

a) Los pisos y techos que soporten cualquier tipo de maquinaria u otras cargas vivas concentradas en exceso de 5,0 kN (500 kgf) (incluido el peso de los apoyos o bases), serán diseñados para poder soportar tal peso como una carga concentrada o como grupo de cargas concentradas.

b) Cuando exista una carga viva concentrada, se puede omitir la carga viva repartida en la zona ocupada por la carga concentrada.

6.3. Tabiquería Móvil

El peso de los tabiques móviles se incluirá como carga viva equivalente uniformemente repartida por metro cuadrado, con un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²), para divisiones livianas móviles de media altura y de 1,0 kPa (100 kgf/m²) para divisiones livianas móviles de altura completa.

Cuando en el diseño se contemple tabiquerías móviles, deberá colocarse una nota al respecto, tanto en los planos de arquitectura como en los de estructuras.

6.4. Conformidad

Para determinar si la magnitud de la carga viva real es conforme con la carga viva mínima repartida, se hará una aproximación de la carga viva repartida real promediando la carga total que en efecto se aplica sobre una región rectangular representativa de 15 m² que no tenga ningún lado menor que 3,00 m.

Artículo 7.- CARGA VIVA DEL TECHO

Se diseñarán los techos y las marquesinas tomando en cuenta las cargas vivas, las de sismo, viento y otras prescritas a continuación.

7.1. Carga Viva.- Las cargas vivas mínimas serán las siguientes:

a) Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m²).

b) Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m²), por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²).

c) Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m²).

d) Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m²), excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve, en cuyo caso se aplicará lo indicado en el Artículo 11.

e) Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular, según se indica en la Tabla 1.

f) Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 1,0 kPa (100 kgf/m²). Excepto cuando los jardines puedan ser de uso común o público, en cuyo caso la carga viva de diseño será de 4,0 kPa (400 kgf/m²).

El peso de los materiales del jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada.

Las zonas adyacentes a las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.

g) Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasione.

Artículo 8.- CARGA VIVA PARA ACERAS, PISTAS, BARANDAS, PARAPETOS Y COLUMNAS EN ZONAS DE ESTACIONAMIENTO

8.1. Aceras y Pistas

a) Todas las aceras y pistas o porciones de las mismas que no se apoyen sobre el suelo se diseñarán para una carga viva mínima repartida de 5,0 kPa (500 kgf/m²).

Cuando estén sujetas a la carga de rueda de camiones, intencional o accidental, se diseñarán tales tramos de aceras o pistas para la carga vehicular máxima que se pueda imponer. Ver 9.3.

b) Los registros de inspección, las tapas de registro y las rejillas, serán diseñados para las cargas prescritas en el inciso anterior.

8.2. Barandas y Parapetos

a) Las barandas y parapetos se diseñarán para las fuerzas indicadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, las cargas de viento cuando sean aplicables y las que se indican a continuación.

b) Las barandas y parapetos serán diseñados para resistir la aplicación simultánea ó no de las fuerzas indicadas en la Tabla 2, ambas aplicadas en su parte superior, tomándose la combinación más desfavorable.

En ningún caso, la fuerza horizontal y la fuerza vertical total serán menores que 1,0 kN (100 kgf).

TABLA 2

Barandas y Parapetos	Carga Horizontal kN/m (kgf/m)	Carga Vertical kN/m (kgf/m)
Pozo para escaleras, balcones y techos en general	0,60 (60)	0,60 (60)
Viviendas unifamiliares	0,30 (30)	0,30 (30)
Balcones de teatros y lugares de asamblea	0,75 (75)	1,50 (150)

c) Cuando las barandas y parapetos soporten equipos o instalaciones se tomarán en cuenta las cargas adicionales que éstos impongan.

d) Las barandas, parapetos o topes que se usan en zonas de estacionamiento para resistir el impacto de los vehículos de pasajeros en movimiento serán diseñados para soportar una carga horizontal de 5,0 kN (500 kgf) por metro lineal, aplicada por lo menos a 0,60 m encima de la pista; pero en ningún caso la carga total será inferior a 15,0 kN (1500 kgf).

8.3. Columnas en Zonas de Estacionamiento

A no ser que se les proteja de manera especial, las columnas en las zonas de estacionamiento o que estén expuestas a impacto de vehículos de pasajeros en movimiento serán diseñadas para resistir una carga lateral mínima debida al impacto de 15,0 kN (1500 kgf), aplicada por lo menos a 0,60 m encima de la pista.

Artículo 9.- CARGAS VIVAS MÓVILES**9.1. Generalidades**

Se considerará que las cargas establecidas en el Artículo 6 (6.1) y Artículo 7 (7.1), incluyen un margen para las condiciones ordinarias de impacto.

9.2. Automóviles

Las zonas que se usen para el tránsito o estacionamiento de automóviles y que estén restringidas a este uso por limitaciones físicas se diseñarán para la carga repartida pertinente a las zonas de estacionamiento de tales vehículos, como se determina en la Tabla 1, aplicada sin impacto.

9.3. Camiones

Las cargas mínimas, su distribución y el diseño de barandas y topes, cumplirán con los requisitos aplicables a puentes carreteros.

9.4. Ferrocarriles

Las cargas mínimas y su distribución cumplirán con los requisitos aplicables a puentes ferrocarrileros.

9.5. Puentes – Grúa**a) Cargas Verticales**

La carga vertical será la máxima real sobre rueda cuando la grúa esté izando a capacidad plena. Para tomar en cuenta el impacto, la carga izada se aumentará en 25 % o la carga sobre rueda se aumentará en 15 %, la que produzca mayores condiciones de esfuerzo.

b) Cargas Horizontales

La carga transversal total, debida a la traslación del carro del puente-grúa, será el 20% de la suma de la capacidad de carga y el peso del carro. Esta fuerza se supondrá colocada en la parte superior de los rieles, actuando en ambos sentidos perpendicularmente a la vía de rodadura y debe ser distribuida proporcionalmente a la rigidez lateral de las estructuras que soportan los rieles.

La carga longitudinal debida a la traslación de la grúa será el 10% de la reacción máxima total, sin incluir el impacto, aplicada en la parte superior del riel y actuando en ambos sentidos paralelamente a la vía de rodadura.

9.6. Tecles Monorrieles**a) Cargas Verticales**

La carga vertical será la suma de la capacidad de carga y el peso del tecla. Para tomar en cuenta el impacto, la carga vertical se aumentará en 10 % para tecles manuales y en 25 % para tecles eléctricos.

b) Cargas Horizontales

La carga transversal será el 20 % de la suma de la capacidad de carga y el peso del tecla.

9.7. Ascensores, Montacargas y Escaleras Mecánicas

Se aplicarán las cargas reales determinadas mediante análisis o usando los datos indicados en los diseños y especificaciones técnicas del fabricante.

9.8. Motores

Para tomar en cuenta el impacto, las reacciones de las unidades a motor de explosión se aumentarán por lo menos en 50 % y las de unidades a motor eléctrico se aumentarán por lo menos en 25 %. Adicionalmente se deberá considerar las vibraciones que estos puedan producir en las estructuras; para ello se tomarán en cuenta las especificaciones del fabricante.

Artículo 10.- REDUCCIÓN DE CARGA VIVA

Las cargas vivas mínimas repartidas indicadas en la Tabla 1 podrán reducirse para el diseño, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$L_r = L_v \left(0,25 + \frac{4,6}{\sqrt{A}} \right)$$

Donde:

L_r = Intensidad de la carga viva reducida.

L_v = Intensidad de la carga viva sin reducir (Tabla 1).

A_i = Área de influencia del elemento estructural en m², que se calculará mediante:

$$A_i = k A_t$$

A_t = Área tributaria del elemento en m².

k = Factor de carga viva sobre el elemento (Ver Tabla 3).

TABLA 3
Factor de Carga Viva sobre el Elemento

ELEMENTO	FACTOR k
Columnas y muros	2
Vigas interiores	2
Vigas de borde	2
Vigas en volado	1
Vigas de borde que soportan volados	1
Tijerales principales que soportan techos livianos	1
Losas macizas o nervadas en dos direcciones	1
Losas macizas o nervadas en una dirección	1
Vigas prefabricadas aisladas o no conectadas monolíticamente a otros elementos paralelos	1
Vigas de acero o de madera no conectadas por corte al diafragma de piso	1
Vigas isostáticas	1

Las reducciones en la carga viva estarán sujetas a las siguientes limitaciones:

a) El área de influencia (A_i) deberá ser mayor que 40 m², en caso contrario no se aplicará ninguna reducción. b)

El valor de la carga viva reducida (L_r) no deberá ser menor que 0,5 L_v .

c) Para columnas ó muros que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.

d) No se permitirá reducción alguna de carga viva para el cálculo del esfuerzo de corte (punzonamiento) en el perímetro de las columnas en estructuras de losas sin vigas.

e) En estacionamientos de vehículos de pasajeros no se permitirá reducir la carga viva, salvo para los elementos (columnas, muros) que soporten dos o más pisos, para los cuales la reducción máxima será del 20%.

f) En los lugares de asamblea, bibliotecas, archivos, depósitos y almacenes, industrias, tiendas, teatros, cines y en todos aquellos en los cuales la sobrecarga sea de 5 kPa (500 kgf/m²) o más, no se permitirá reducir la carga viva, salvo para los elementos (columnas, muros) que soporten dos o más pisos para los cuales la reducción máxima será del 20%.

g) El valor de la carga viva reducida (L_r), para la carga viva de techo especificada en el capítulo 7, no será menor que $0.50 L_o$.

h) Para losas en una dirección, el área tributaria (A_t) que se emplee en la determinación de A_t , no deberá exceder del producto del claro libre por un ancho de 1,5 veces el claro libre.

Artículo 11.- CARGAS DE NIEVE

11.1. GENERALIDADES

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella.

En zonas en las cuales exista posibilidad de nevadas importantes, deberá prestarse especial atención en la selección apropiada de las pendientes de los techos.

La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

11.2. CARGA BÁSICA DE NIEVE SOBRE EL SUELO (Q_s)

Para determinar este valor, deberá tomarse en cuenta las condiciones geográficas y climáticas de la región donde se ubicará la estructura. La carga básica se establecerá de un análisis estadístico de la información disponible en la zona, para un período medio de retorno de 50 años (probabilidad anual del 2% de ser excedida).

El valor mínimo de la carga básica de nieve sobre el suelo (Q_s) será de 0,40 kPa (40 kgf/m²) que equivalen a 0,40 m de nieve fresca (peso específico de 1 kN/m³ (100 kgf/m³) ó a 0,20 m de nieve compactada (peso específico de 2 kN/m³ (200 kgf/m³)).

11.3. CARGA DE NIEVE SOBRE LOS TECHOS (Q_t)

a) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones menores o iguales a 15° (pendiente $\leq 27\%$) y para techos curvos con una relación flecha/luz $\leq 0,1$ o ángulo vertical menor o igual a 10° (calculado desde el borde hasta el centro) la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = Q_s$$

b) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones comprendidas entre 15° y 30° la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

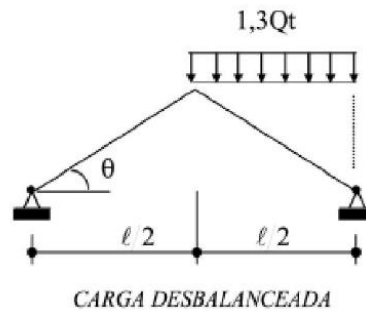
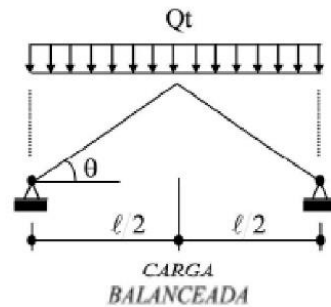
$$Q_t = 0,80 Q_s$$

c) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones mayores que 30° la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

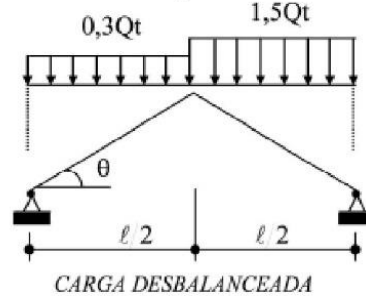
$$Q_t = C_s (0,80 Q_s) \text{ donde } C_s = 1 - 0,025(0^\circ - 30^\circ),$$

siendo C_s un factor adimensional.

d) Para los techos a dos aguas con inclinaciones mayores que 15° deberán investigarse los esfuerzos internos para las condiciones de carga balanceada y desbalanceada como se indica a continuación:

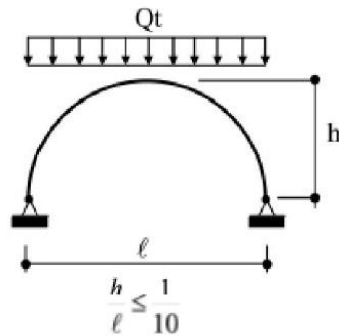


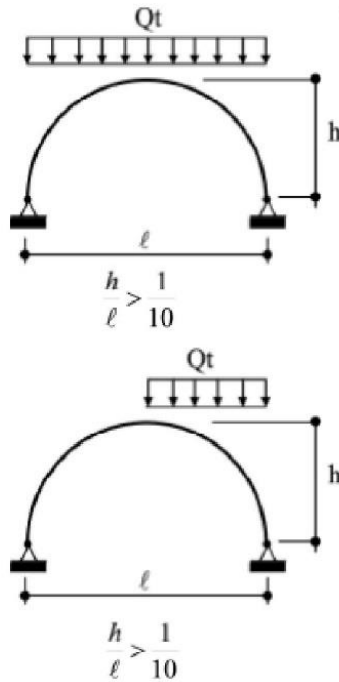
$$\frac{l}{2} \leq 6m$$



$$\frac{l}{2} > 6m$$

e) Para los techos curvos, dependiendo de la relación h/l , deberán investigarse los esfuerzos internos para las condiciones de cargas balanceada y desbalanceada, que se indica a continuación:





Artículo 12.- CARGAS DEBIDAS AL VIENTO

12.1. GENERALIDADES

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

12.2. CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

Tipo 1. Edificaciones poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, tales como edificios de poca altura o esbeltez y edificaciones cerradas con cobertura capaz de soportar las cargas sin variar su geometría. Para este tipo de edificaciones se aplicará lo dispuesto en los Artículos 12 (12.3) y 12 (12.4).

Tipo 2. Edificaciones cuya esbeltez las hace sensibles a las ráfagas, tales como tanques elevados y anuncios y en general estructuras con una dimensión corta en la dirección del viento. Para este tipo de edificaciones la carga exterior especificada en el Artículo 12 (12.4) se multiplicará por 1,2.

Tipo 3. Edificaciones que representan problemas aerodinámicos especiales tales como domos, arcos, antenas, chimeneas esbeltas y cubiertas colgantes. Para este tipo de edificaciones las presiones de diseño se determinarán a partir de procedimientos de análisis reconocidos en ingeniería, pero no serán menores que las especificadas para el Tipo 1.

12.3. VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (Ver Anexo 2) pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0,22}$$

donde:

V_h : velocidad de diseño en la altura h en Km/h
 V : velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h
 h : altura sobre el terreno en metros

12.4. CARGA EXTERIOR DE VIENTO

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0,005 C V_h^2$$

donde:

P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kg/m²

C : factor de forma adimensional indicado en la Tabla 4
 V_h : velocidad de diseño a la altura h , en Km/h, definida en el Artículo 12 (12.3)

TABLA 4
FACTORES DE FORMA (C) *

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

12.5. CARGA INTERIOR DE VIENTO

Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores calculadas según el Artículo 12 (12.4), las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior de la Tabla 5

TABLA 5
FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE (C)

ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0,3	+0,8	-0,6

CAPÍTULO 4 OTRAS CARGAS

Artículo 13.- PRESIONES DE TIERRA

13.1. Todo muro de contención será diseñado para resistir, en adición a las cargas verticales que actúan sobre él, la presión lateral del suelo y sobrecargas, más la presión hidrostática correspondiente al máximo nivel freático probable.

13.2. Se considerarán las subpresiones causadas por la presión hidrostática

13.3. Para el cálculo de la magnitud y ubicación de las presiones laterales del suelo se podrá emplear cualquiera de los métodos aceptados en la Mecánica de Suelos.

13.4. Cuando la presión lateral del suelo se opone a la acción estructural de otras fuerzas (ej. cisternas enterradas), no se tomará en cuenta en esta combinación de cargas, pero sí se debe considerar su acción en el diseño.

Artículo 14.- CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

Previo al inicio de obra el profesional responsable de lo misma, evaluará las cargas reales que puedan producirse durante el proceso constructivo y verificará que no exceda de las cargas vivas de uso, indicadas en los documentos del proyecto.

Si las cargas reales en el proceso constructivo excedieran de las cargas vivas de uso, deberá consultar con el proyectista.

Artículo 15.- FUERZAS TÉRMICAS

El diseño de edificaciones tomará en cuenta las fuerzas y los movimientos que resulten de un cambio mínimo de temperatura de 20° C para construcciones de concreto y/o albañilería y de 30°C para construcciones de metal.

Artículo 16.- CONTRACCIÓN

En el diseño de estructuras de concreto armado, cuando se prevea que la contracción pueda originar esfuerzos importantes, se tomará en consideración las fuerzas y movimientos resultantes de la contracción del concreto en un cantidad 0,00025 veces la distancia entre juntas.

**CAPÍTULO 5
DISTRIBUCION Y COMBINACIÓN DE CARGAS**

Artículo 17.- DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS VERTICALES

La distribución de las cargas verticales a los elementos de soporte se establecerá sobre la base de un método reconocido de análisis o de acuerdo a sus áreas tributarias.

Se tendrá en cuenta el desplazamiento instantáneo y el diferido de los soportes cuando ellos sean significativos.

Artículo 18.- DISTRIBUCIÓN DE CARGAS HORIZONTALES EN COLUMNAS, PÓRTICOS Y MUROS

18.1. Se supondrá que las cargas horizontales sobre la estructura son distribuidas a columnas, pórticos y muros por los sistemas de pisos y techo que actúan como diafragmas horizontales. La proporción de la carga horizontal total que resistirá cualquier columna, pórtico ó muro se determinará sobre la base de su rigidez relativa, considerando la excentricidad natural y accidental de la carga aplicada.

18.2. Cuando la existencia de aberturas, la excesiva relación largo/ancho en las losas de piso ó techo o la flexibilidad del sistema de piso ó techo no permitan su comportamiento como diafragma rígido, la rigidez de cada columna y muro estructural tomará en cuenta las deflexiones adicionales de piso mediante algún método reconocido de análisis.

Artículo 19.- COMBINACIÓN DE CARGAS PARA DISEÑOS POR ESFUERZOS ADMISIBLES

Excepto en los casos indicados en las normas propias de los diversos materiales estructurales, todas las cargas consideradas en la presente Norma se considerará que actúan en las siguientes combinaciones, la que produzca los efectos más desfavorables en el elemento estructural considerando, con las reducciones, cuando sean aplicables, indicadas en el Artículo 10.

- (1) D
- (2) D + L
- (3) D + (W ó 0,70 E)
- (4) D + T
- (5) $\alpha [D + L + (W \text{ ó } 0,70 E)]$
- (6) $\alpha [D + L + T]$
- (7) $\alpha [D + (W \text{ ó } 0,70 E) + T]$
- (8) $\alpha [D + L + (W \text{ ó } 0,70 E) + T]$

Donde:

D = Carga muerta, según Capítulo 2
L = Carga viva, Capítulo 3
W = Carga de viento, según Artículo 12
E = Carga de sismo, según NTE E.030 Diseño Sismo-resistente
T = Acciones por cambios de temperatura, contracciones y/o deformaciones diferidas en los materiales componentes, asentamientos de apoyos o combinaciones de ellos.

α = Factor que tendrá un valor mínimo de 0,75 para las combinaciones (5), (6) y (7); y de 0,67 para la combinación (8). En estos casos no se permitirá un aumento de los esfuerzos admisibles.

**CAPÍTULO 6
ESTABILIDAD**

Artículo 20.- GENERALIDADES

20.1. La estabilidad requerida será suministrada sólo por las cargas muertas más la acción de los anclajes permanentes que se provean.

20.2. El peso de la tierra sobre las zapatas o cimentaciones, calculado con el peso unitario mínimo de la tierra, puede ser considerado como parte de las cargas muertas.

Artículo 21.- VOLTEO

La edificación o cualquiera de sus partes, será diseñada para proveer un coeficiente de seguridad mínimo de 1,5 contra la falla por volteo.

Artículo 22.- DESLIZAMIENTO

22.1. La edificación o cualquiera de sus partes será diseñada para proveer un coeficiente de seguridad mínimo de 1,25 contra la falla por deslizamiento.

22.2. Los coeficientes de fricción serán establecidos por el proyectista a partir de valores usuales empleados en ingeniería.

**CAPÍTULO 7
RIGIDEZ**

Artículo 23.- MÉTODO DE CÁLCULO

El cálculo de las deformaciones de la estructura o de sus componentes será efectuado por métodos aceptados en ingeniería.

Artículo 24.- DESPLAZAMIENTOS LATERALES

En edificaciones el máximo desplazamiento relativo entre pisos, causado por las fuerzas de viento, será del 1% de la altura del piso.

En el caso de fuerzas de sismo el máximo desplazamiento será el indicado en los numerales pertinentes de la NTE E.030 Diseño Sismo-resistente.

Artículo 25.- FLECHAS

25.1. Excepto en los casos expresamente cubiertos en las Normas propias de los diversos materiales estructurales, la flecha de cualquier elemento estructural no excederá los valores indicados en la Tabla 6, excepto cuando soporte paneles de vidrio en cuyo caso se aplicará lo indicado en el Artículo 25 (25.2).

**TABLA 6
FLECHAS MAXIMAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA MÁS LAS FLECHAS DIFERIDAS
Pisos	L/360	L/240*
Techos	L/180	-

L : Luz del elemento. Para volados se tomará como L, el doble de la longitud del elemento.
Flecha diferida: Se establece en función de cada material de acuerdo a su Norma respectiva. La flecha diferida se calculará para las cargas permanentes más la fracción de sobrecarga que actúa permanentemente.

* No aplicable a estructuras metálicas.

25.2. Excepto en los casos expresamente cubiertos en las Normas propias de los diversos materiales estructurales, la flecha para carga viva más la parte correspondiente a las flechas diferidas, de elementos estructurales que soportan paneles de vidrio no excederá en ningún caso 20 mm.

Artículo 26.- ACUMULACIÓN DE AGUA

Todos los techos tendrán suficiente pendiente o contraflecha para asegurar el drenaje adecuado del agua, después de que ocurran las deformaciones diferidas. Alternativamente serán diseñados para soportar adicionalmente la posible acumulación de agua debida a la deflexión.

El límite de deflexión para techos indicados en la Tabla 6, no garantiza que no se produzca acumulación de agua debida a la deflexión.

**ANEXO 1
PESOS UNITARIOS**

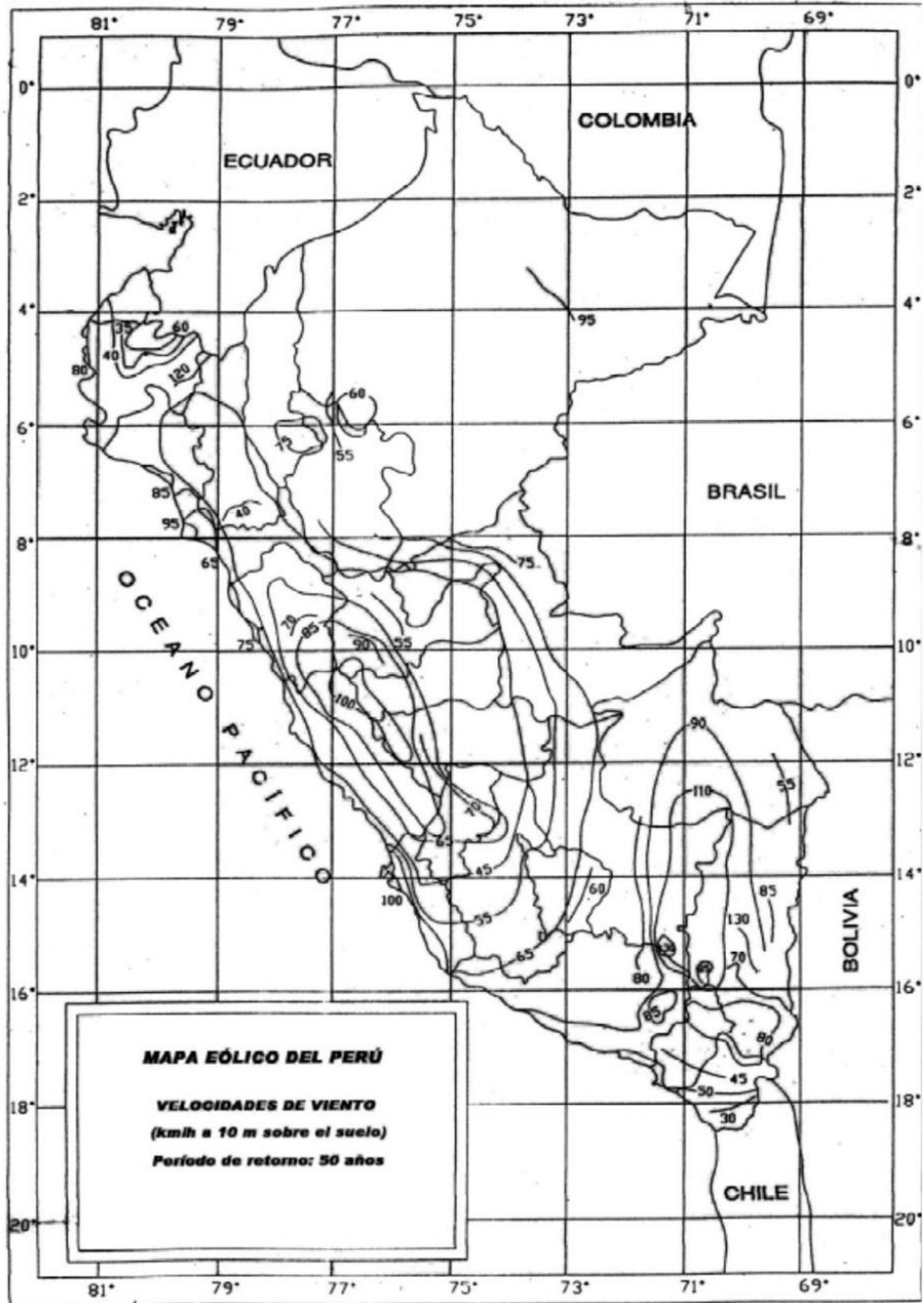
MATERIALES	PESOKN/m ³ (Kg/m ³)
Aislamientos de:	
Corcho	2,0 (200)
Fibra de vidrio	3,0 (300)
Fibrocemento	6,0 (600)
Poliuretano y poliestireno	2,0 (200)
Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de arcilla cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13,5 (1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Grava	23,0 (2300)
Pómez	16,0 (1600)
Concreto Armado	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
Yeso	10,0 (1000)
Líquidos:	
Aceites	9,3 (930)
Ácido Muriático	12,0 (1200)
Ácido Nítrico	15,0 (1500)
Ácido Sulfúrico	18,0 (1800)
Agua dulce	10,0 (1000)
Agua de mar	10,3 (1030)
Alcohol	8,0 (800)
Gasolina	6,7 (670)
Kerosene	8,7 (870)
Petróleo	8,7 (870)
Soda Cáustica	17,0 (1700)
Maderas:	
Coníferas	7,5 (750)
Grupo A*	11,0 (1100)
Grupo B*	10,0 (1000)
Grupo C*	9,0 (900)
* NTE E.101 Agrupamiento de Madera para	Uso Estructural
Mampostería de:	
Bloques de Vidrio	10,0 (1000)
Caliza	24,0 (2400)
Granito	26,0 (2600)
Mármol	27,0 (2700)
Pómez	12,0 (1200)
Materiales almacenados:	
Azúcar	7,5 (750)
Basuras Domésticas	6,6 (660)
Briquetas de carbón de piedra	17,5 (1750)
Carbón de piedra	15,5 (1550)
Cebada	6,5 (650)
Cemento	14,5 (1450)
Coke	12,0 (1200)
Frutas	6,5 (650)

MATERIALES	PESOKN/m ³ (Kg/m ³)	
Harinas	7,0 (700)	
Hielo	9,2 (920)	
Leña	6,0 (600)	
Lignito	12,5 (1250)	
Papas	7,0 (700)	
Papel	10,0 (1000)	
Pastos secos	4,0 (400)	
Sal	10,0 (1000)	
Trigo, frijoles, pallares, arroz	7,5 (750)	
Turba	6,0 (600)	
Materiales amontonados:		
Arena húmeda	18,0 (1800)	
Caliza molida	16,0 (1600)	
Carburo	9,0 (900)	
Coke	5,2 (520)	
Escorias de altos hornos	15,0 (1500)	
Escorias de carbón	10,0 (1000)	
Grava y arena secas	16,0 (1600)	
Nieve fresca	1,0 (100)	
Piedra pómez	7,0 (700)	
Tierra seca	16,0 (1600)	
Tierra saturada	18,0 (1800)	
Metales:		
Acero	78,5 (7850)	
Aluminio	27,5 (2750)	
Bronce	85,0 (8500)	
Cobre	89,0 (8900)	
Estaño	74,0 (7400)	
Fundición	72,5 (7250)	
Hierro dulce	78,0 (7800)	
Latón	85,0 (8500)	
Mercurio	136,0 (13600)	
Níquel	90,0 (9000)	
Plomo	114,0 (11400)	
Zinc	69,0 (6900)	
Otros:		
Acrílicos	12,0 (1200)	
Cartón bituminado	6,0 (600)	
Concreto asfáltico	24,0 (2400)	
Ladrillo pastelero	16,0 (1600)	
Losetas	24,0 (2400)	
Teja artesanal	16,0 (1600)	
Teja industrial	18,0 (1800)	
Vidrios	25,0 (2500)	
Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.		
Esesor del aligerado (m)	Esesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

**ANEXO 2
MAPA EÓLICO DEL PERÚ**

Este mapa sirve de guía, para establecer las velocidades básicas del viento en la zona donde se ubica la estructura; sin embargo, se debe tener en cuenta la variabilidad debida a las condiciones locales (topográficas, climáticas).

Si hubiera mediciones confiables en la zona en cuestión, podrá adoptarse la velocidad proveniente del estudio.



ANEXO 11:

NORMA E.030

NORMA TÉCNICA E.030
“DISEÑO SISMORRESISTENTE”

ÍNDICE

	Pág.
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	4
1.1 Nomenclatura	4
1.2 Alcances	4
1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente	5
1.4 Concepción Estructural Sismorresistente	5
1.5 Consideraciones Generales	6
1.6 Presentación del Proyecto	6
CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO	6
2.1 Zonificación	6
2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio	8
2.3 Condiciones Geotécnicas	8
2.4 Parámetros de Sitio (S , T_p y T_L)	11
2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C)	12
CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES	12
3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)	12
3.2 Sistemas Estructurales	13
3.3 Categoría y Sistemas Estructurales	15
3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o)	15
3.5 Regularidad Estructural	16
3.6 Factores de Irregularidad (I_a , I_p)	16
3.7 Restricciones a la Irregularidad	19
3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R	19
3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía	19
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	20
4.1 Consideraciones Generales para el Análisis	20
4.2 Modelos para el Análisis	20
4.3 Estimación del Peso (P)	21
4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico	21
4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes	21
4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral	23
4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia	25
CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	27
5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales	27
5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles	27
5.3 Separación entre Edificios (s)	27
5.4 Redundancia	28
5.5 Verificación de Resistencia Última	28
CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS	28
6.1 Generalidades	28
6.2 Responsabilidad Profesional	28

6.3	Fuerzas de Diseño	28
6.4	Fuerza Horizontal Mínima	29
6.5	Fuerzas Sísmicas Verticales	29
6.6	Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por Debajo de la Base y Cercos	29
6.7	Otras Estructuras	29
6.8	Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles	30
CAPÍTULO 7	CIMENTACIONES	30
7.1	Generalidades	30
7.2	Capacidad Portante	30
7.3	Momento de Volteo	30
7.4	Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante	30
CAPÍTULO 8	EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS	30
8.1	Evaluación de estructuras después de un sismo	31
8.2	Reparación y reforzamiento	31
CAPÍTULO 9	INSTRUMENTACIÓN	31
9.1	Estaciones Acelerométricas	31
9.2	Requisitos para su Ubicación	31
9.3	Mantenimiento	32
9.4	Disponibilidad de Datos	32
ANEXOS		
ANEXO N° 1	ZONIFICACIÓN SISMICA	
ANEXO N° 2	PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS	

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1 Nomenclatura

Para efectos de la presente Norma Técnica, se consideran las siguientes nomenclaturas:

C	Factor de amplificación sísmica.
C_T	Coefficiente para estimar el período fundamental de un edificio.
d_i	Desplazamientos laterales del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i .
e_i	Excentricidad accidental en el nivel " i ".
F_i	Fuerza sísmica horizontal en el nivel " i ".
g	Aceleración de la gravedad.
h_i	Altura del nivel " i " con relación al nivel del terreno.
h_{ei}	Altura del entrepiso " i ".
h_n	Altura total de la edificación en metros.
M_{ti}	Momento torsor accidental en el nivel " i ".
m	Número de modos usados en la combinación modal.
n	Número de pisos del edificio.
P	Peso total de la edificación.
P_i	Peso del nivel " i ".
R	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.
r	Respuesta estructural máxima elástica esperada.
r_i	Respuestas elásticas máximas correspondientes al modo " i ".
S	Factor de amplificación del suelo.
S_a	Espectro de pseudo aceleraciones.
T	Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.
T_P	Período que define la plataforma del factor C .
T_L	Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.
U	Factor de uso o importancia.
V	Fuerza cortante en la base de la estructura.
Z	Factor de zona.
R_0	Coefficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.
I_a	Factor de irregularidad en altura.
I_p	Factor de irregularidad en planta.
f_i	Fuerza lateral en el nivel i .
\bar{V}_S	Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.
\bar{N}_{60}	Promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar.
\bar{S}_u	Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada.

1.2 Alcances

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en numeral 1.3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en el numeral 3.2, deberá ser aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

1.4 Concepción Estructural Sismorresistente

Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

1.5 Consideraciones Generales

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas prescritas en esta Norma, siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento. Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del numeral 1.3, se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

1.6 Presentación del Proyecto

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán estar firmados por el ingeniero civil colegiado responsable del diseño, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán incluir la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismorresistente.
- b. Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- c. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- d. Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.
- e. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.
- f. La ubicación de las estaciones acelerométricas, si éstas se requieren conforme al Capítulo 9.

CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO

2.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El Anexo N° 1 contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.

ZONAS SÍSMICAS



FIGURA N° 1

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

2.2.1 Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Para los siguientes casos podrán ser considerados los resultados de los estudios de microzonificación correspondientes:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

2.2.2 Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

Los estudios de sitio deberán realizarse, entre otros casos, en grandes complejos industriales, industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

2.3 Condiciones Geotécnicas

2.3.1 Perfiles de Suelo

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2.

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula \bar{N}_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de \bar{N}_{60} para los estratos con suelos granulares y de \bar{S}_u para los estratos con suelos cohesivos se

obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a. Perfil Tipo S_0 : Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{v}_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{v}_s .

b. Perfil Tipo S_1 : Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{v}_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con \bar{N}_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c. Perfil Tipo S_2 : Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{v}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{S}_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d. Perfil Tipo S_3 : Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{v}_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT \bar{N}_{60} menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S_4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P_I mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u menor que 25 kPa.

e. Perfil Tipo S₄: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S₄ cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

La Tabla N° 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

2.3.2 Definición de los Perfiles de Suelo

Las expresiones de este numeral se aplicarán a los 30 m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice *i* se refiere a uno cualquiera de los *n* estratos con distintas características, *m* se refiere al número de estratos con suelos granulares y *k* al número de estratos con suelos cohesivos.

a. Velocidad Promedio de las Ondas de Corte, \bar{V}_s

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinará con la siguiente fórmula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

donde *d_i* es el espesor de cada uno de los *n* estratos y *V_{si}* es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

b. Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración, \bar{N}_{60}

El valor \bar{N}_{60} se calculará considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los m estratos con suelo granular y N_{60i} es el correspondiente valor corregido del SPT.

c. Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada, \bar{S}_u

El valor \bar{S}_u se calculará considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left(\frac{d_i}{S_{ui}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los k estratos con suelo cohesivo y S_{ui} es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).

Consideraciones Adicionales:

En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo será el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

2.4 Parámetros de Sitio (S , T_P y T_L)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las Tablas N° 3 y N° 4.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

T es el período de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1$.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información	1,5

	esencial del Estado.	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

3.2 Sistemas Estructurales

3.2.1 Estructuras de Concreto Armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

Pórticos. Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL). Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

3.2.2 Estructuras de Acero

Los Sistemas que se indican a continuación forman parte del Sistema Estructural Resistente a Sismos.

Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.

Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)

Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.

Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

3.2.3 Estructuras de Albañilería

Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

3.2.4 Estructuras de Madera

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

3.2.5 Estructuras de Tierra

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

3.3 Categoría y Sistemas Estructurales

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_b)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_o que corresponda.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E.080 "Adobe" del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S_3 , ni se permite en suelos S_4 .

3.5 Regularidad Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0.

Estructuras Irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

3.6 Factores de Irregularidad (I_a , I_p)

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas N° 8 y 9 se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

<p align="center">Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</p>	<p align="center">Factor de Irregularidad I_a</p>
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p align="center">0,75</p>
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p align="center">0,50</p>
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p align="center">0,90</p>
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p align="center">0,90</p>
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	<p align="center">0,80</p>

<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	<p>0,60</p>
<p>Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</p>	<p>Factor de Irregularidad I_p</p>
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p>0,75</p>
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p>0,60</p>
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<p>0,90</p>
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	<p>0,85</p>
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	<p>0,90</p>

3.7 Restricciones a la Irregularidad

3.7.1 Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

3.7.2 Sistemas de Transferencia

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.

En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones.

3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, *R*

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_a, I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

“Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía deberá someterse a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil.

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 Consideraciones Generales para el Análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

4.2 Modelos para el Análisis

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

En los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L).

4.3 Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5).
- Análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, descrito en el numeral 4.7, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los numerales 4.5 y 4.6.

4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

4.5.1 Generalidades

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

4.5.2 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

4.5.3 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

4.5.4 Período Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

- $C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:
 - a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
 - b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostamiento.
- $C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:
 - a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
 - b) Pórticos de acero arriostados.
- $C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2 \right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i \right)}}$$

Donde:

- f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

4.5.5 Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

4.5.6 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 Z \cdot U \cdot S$.

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

4.6.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

4.6.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

4.6.3 Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \lambda) \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05

ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

4.6.4 Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

4.6.5 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

El análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6.

En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

4.7.1 Registros de Aceleración

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales.

Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre $0,2 T$ y $1,5 T$ (siendo T el período fundamental), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos

juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada según el numeral 4.6.2 con $R = 1$.

Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de C , definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_p$) en la que se considerará:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

4.7.2 Modelo para el Análisis

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.

El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.

La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.

Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.

Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos.

Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

4.7.3 Tratamiento de Resultados

En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizaran menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces de los valores indicados en la Tabla N° 11.

Las deformaciones en los elementos no excederán de 2/3 de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30 %.

Para verificar la resistencia de los elementos se dividirán los resultados del análisis entre $R = 2$, empleándose las normas aplicables a cada material.

CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4.

5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

5.3 Separación entre Edificios (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de $2/3$ del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.

5.4 Redundancia

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

5.5 Verificación de Resistencia Última

En caso se realice un análisis de la resistencia última se podrá utilizar las especificaciones del ASCE/SEI 41 SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS. Esta disposición no constituye una exigencia de la presente Norma.

CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS

6.1 Generalidades

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando conectados o no al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema pero su aporte a la rigidez no es significativo.

Para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sismorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños.

Dentro de los elementos no estructurales que deben tener adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas se incluyen:

- Cercos, tabiques, parapetos, paneles prefabricados.
- Elementos arquitectónicos y decorativos entre ellos cielos rasos, enchapes.
- Vidrios y muro cortina.
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias.
- Instalaciones eléctricas.
- Instalaciones de gas.
- Equipos mecánicos.
- Mobiliario cuya inestabilidad signifique un riesgo.

6.2 Responsabilidad Profesional

Los profesionales que elaboran los diferentes proyectos serán responsables de proveer a los elementos no estructurales la adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas.

6.3 Fuerzas de Diseño

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociada a su peso (P_e), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde a_i es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación. Esta aceleración depende de las características dinámicas del

sistema estructural de la edificación y debe evaluarse mediante un análisis dinámico de la estructura.

Alternativamente podrá utilizarse la siguiente ecuación:

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde F_i es la fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural calculada de acuerdo al numeral 4.5 y P_i el peso de dicho nivel.

Los valores de C_1 se tomarán de la Tabla N° 12.

Para calcular las sollicitaciones de diseño en muros, tabiques, parapetos y en general elementos no estructurales con masa distribuida, la fuerza F se convertirá en una carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para muros y tabiques soportados horizontalmente en dos niveles consecutivos, se tomará el promedio de las aceleraciones de los dos niveles.

Tabla N° 12 VALORES DE C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rigidamente al piso.	1,5

6.4 Fuerza Horizontal Mínima

En ningún nivel del edificio la fuerza F calculada con el numeral 6.3 será menor que $0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$.

6.5 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como 2/3 de la fuerza horizontal.

Para equipos soportados por elementos de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

6.6 Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por Debajo de la Base y Cercos

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:

$$F = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$$

6.7 Otras Estructuras

Para letreros, chimeneas, torres y antenas de comunicación instaladas en cualquier nivel del edificio, la fuerza de diseño se establecerá considerando las propiedades dinámicas del edificio y de la estructura a instalar. La

fuerza de diseño no deberá ser menor que la correspondiente a la calculada con la metodología propuesta en este capítulo con un valor de C_1 mínimo de 3,0.

6.8 Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles

Cuando el elemento no estructural o sus anclajes se diseñen utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles, las fuerzas sísmicas definidas en este Capítulo se multiplicarán por 0,8.

CAPÍTULO 7 CIMENTACIONES

7.1 Generalidades

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.

7.2 Capacidad Portante

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

7.3 Momento de Volteo

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según los numerales 4.5 o 4.6. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma deberá ser mayor o igual que 1,2.

7.4 Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S_3 y S_4 y para las Zonas 4 y 3 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10 % de la carga vertical que soporta la zapata.

Para suelos de capacidad portante menor que 0,15 MPa se proveerá vigas de conexión en ambas direcciones.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas sollicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15 % de la carga vertical que soportan.

CAPÍTULO 8 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Las estructuras dañadas por sismos deben ser evaluadas, reparadas y/o reforzadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos

estructurales que provocaron los daños y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con la filosofía del diseño sismorresistente señalada en el Capítulo 1.

8.1 Evaluación de estructuras después de un sismo

Ocurrido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si la edificación se encuentra en buen estado o requiere de reforzamiento, reparación o demolición. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.

8.2 Reparación y reforzamiento

La reparación o reforzamiento deberá dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.

El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.

Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones se seguirán los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Solo en casos excepcionales se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en el RNE, con la debida justificación técnica y con aprobación del propietario y de la autoridad competente.

Las edificaciones esenciales se podrán intervenir empleando los criterios de reforzamiento sísmico progresivo y en la medida que sea aplicable, usando los criterios establecidos en el documento "Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation", FEMA P-420, Risk Management Series, USA, 2009.

CAPÍTULO 9 INSTRUMENTACIÓN

9.1 Estaciones Acelerométricas

Las edificaciones que individualmente o en forma conjunta, tengan un área techada igual o mayor que 10 000 m², deberán contar con una estación acelerométrica, instalada a nivel del terreno natural o en la base del edificio. Dicha estación acelerométrica deberá ser provista por el propietario, siendo las especificaciones técnicas, sistemas de conexión y transmisión de datos debidamente aprobados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

En edificaciones con más de 20 pisos o en aquellas con dispositivos de disipación sísmica o de aislamiento en la base, de cualquier altura, se requerirá además de una estación acelerométrica en la base, otra adicional, en la azotea o en el nivel inferior al techo.

9.2 Requisitos para su Ubicación

La estación acelerométrica deberá instalarse en un área adecuada, con acceso fácil para su mantenimiento y apropiada iluminación, ventilación, suministro de energía eléctrica estabilizada. El área deberá estar alejada de fuentes generadoras de cualquier tipo de ruido antrópico. El plan de instrumentación será preparado por los proyectistas de cada especialidad,

debiendo indicarse claramente en los planos de arquitectura, estructuras e instalaciones del edificio.

9.3 Mantenimiento

El mantenimiento operativo de las partes, de los componentes, del material fungible, así como el servicio de los instrumentos, deberán ser provistos por los propietarios del edificio y/o departamentos, bajo control de la municipalidad y debe ser supervisado por el Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad del propietario se mantendrá por 10 años.

9.4 Disponibilidad de Datos

La información registrada por los instrumentos será integrada al Centro Nacional de Datos Geofísicos y se encontrará a disposición del público en general.

ANEXO 12: NORMA E.050



NORMA E.050

SUELOS Y CIMENTACIONES

**CAPÍTULO 1
GENERALIDADES**

Artículo 1.- OBJETIVO

El objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos* (**EMS**), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los **EMS** se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

* Ver Glosario

Artículo 2.- ÁMBITO DE APLICACIÓN

El ámbito de aplicación de la presente Norma comprende todo el territorio nacional.

Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.

La presente Norma no toma en cuenta los efectos de los fenómenos de geodinámica externa y no se aplica en los casos que haya presunción de la existencia de ruinas arqueológicas; galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial. En ambos casos deberán efectuarse estudios específicamente orientados a confirmar y solucionar dichos problemas.

Artículo 3.- OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS
3.1. Casos donde existe obligatoriedad

Es obligatorio efectuar el **EMS** en los siguientes casos:

- Edificaciones en general, que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tales como: colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, sub-estaciones eléctricas, silos, tanques de agua y reservorios.
- Cualquier edificación no mencionada en a) de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m² de área techada en planta.
- Cualquier edificación no mencionada en a) de cuatro o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.
- Edificaciones industriales, fábricas, talleres o similares.
- Edificaciones especiales cuya falla, además del propio colapso, represente peligros adicionales importantes, tales como: reactores atómicos, grandes hornos, depósitos de materiales inflamables, corrosivos o combustibles, paneles de publicidad de grandes dimensiones y otros de similar riesgo.
- Cualquier edificación que requiera el uso de pilotes, pilares o plateas de fundación.
- Cualquier edificación adyacente a taludes o suelos que puedan poner en peligro su estabilidad.

En los casos en que es obligatorio efectuar un **EMS**, de acuerdo a lo indicado en esta Sección, el informe del **EMS** correspondiente deberá ser firmado por un **Profesional Responsable (PR)**.

En estos mismos casos deberá incluirse en los planos de cimentación una transcripción literal del «Resumen de las Condiciones de Cimentación» del **EMS** (Ver Artículo 12 (12.1a)).

* Ver Glosario

3.2. Casos donde no existe obligatoriedad

Sólo en caso de lugares con condiciones de cimentación conocida, debidas a depósitos de suelos uniformes tanto vertical como horizontalmente, sin problemas especiales, con áreas techadas en planta menores que 500 m² y altura menor de cuatro pisos, podrán asumirse valores de la Presión Admisible del Suelo, profundidad de cimentación y cualquier otra consideración concerniente a la Mecánica de Suelos, las mismas que deberán figurar en un recuadro en el plano de cimentación con la firma del **PR** que efectuó la estimación, quedando bajo su responsabilidad la información proporcionada. La estimación efectuada deberá basarse en no menos de 3 puntos de investigación hasta la profundidad mínima «p» indicada en el Artículo 11 (11.2c).

El **PR** no podrá delegar a terceros dicha responsabilidad. En caso que la estimación indique la necesidad de usar cimentación especial, profunda o por platea, se deberá efectuar un **EMS**.

Artículo 4.- ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS)

Son aquellos que cumplen con la presente Norma, que están basados en el metrado de cargas estimado para la estructura y que cumplen los requisitos para el Programa de Investigación descrito en el Artículo 11.

Artículo 5.- ALCANCE DEL EMS

La información del **EMS** es válida solamente para el área y tipo de obra indicadas en el informe.

Los resultados e investigaciones de campo y laboratorio, así como el análisis, conclusiones y recomendaciones del **EMS**, sólo se aplicarán al terreno y edificaciones comprendidas en el mismo. No podrán emplearse en otros terrenos, para otras edificaciones, o para otro tipo de obra.

Artículo 6.- RESPONSABILIDAD PROFESIONAL POR EL EMS

Todo **EMS** deberá ser firmado por el **PR**, que por lo mismo asume la responsabilidad del contenido y de las conclusiones del informe. El **PR** no podrá delegar a terceros dicha responsabilidad.

Artículo 7.- RESPONSABILIDAD POR APLICACIÓN DE LA NORMA

Las entidades encargadas de otorgar la ejecución de las obras y la Licencia de Construcción son las responsa-

bles de hacer cumplir esta Norma. Dichas entidades no autorizarán la ejecución de las obras, si el proyecto no cuenta con un **EMS**, para el área y tipo de obra específico.

Artículo 8.- RESPONSABILIDAD DEL SOLICITANTE*

Proporcionar la información indicada en el Artículo 9 y garantizar el libre acceso al terreno para efectuar la investigación del campo.

* Ver Glosario

**CAPÍTULO 2
ESTUDIOS**
Artículo 9.- INFORMACIÓN PREVIA

Es la que se requiere para ejecutar el **EMS**. Los datos indicados en los Artículos 9 (9.1, 9.2a, 9.2b y 9.3) serán proporcionados por quien solicita el **EMS** (El Solicitante) al **PR** antes de ejecutarlo. Los datos indicados en las Secciones restantes serán obtenidos por el **PR**.

9.1. Del terreno a investigar

- Plano de ubicación y accesos
- Plano topográfico con curvas de nivel. Si la pendiente promedio del terreno fuera inferior al 5%, bastará un levantamiento planimétrico. En todos los casos se harán indicaciones de linderos, usos del terreno, obras anteriores, obras existentes, situación y disposición de acequias y drenajes. En el plano deberá indicarse también, la ubicación prevista para las obras. De no ser así, el programa de Investigación (Artículo 11), cubrirá toda el área del terreno.
- La situación legal del terreno.

9.2. De la obra a cimentar

a) Características generales acerca del uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, número de sótanos, luces y cargas estimadas.

b) En el caso de edificaciones especiales (que transmitan cargas concentradas importantes, que presenten luces grandes, alberguen maquinaria pesada o que vibren, que generen calor o frío o que usen cantidades importantes de agua), deberá contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles de piso terminado, o los parámetros dinámicos de la máquina, las tolerancias de las estructuras a movimientos totales o diferenciales y sus condiciones límite de servicio y las eventuales vibraciones o efectos térmicos generados en la utilización de la estructura.

c) Los movimientos de tierras ejecutados y los previstos en el proyecto.

d) Para los fines de la determinación del Programa de Investigación Mínimo (**PIM**) del **EMS** (Artículo 11 (11.2)), las edificaciones serán calificadas, según la Tabla N° 1, donde **A**, **B** y **C** designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo de edificación, siendo el **A** más exigente que el **B** y éste que el **C**.

**TABLA N° 1
TIPO DE EDIFICACIÓN**

CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS* (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)				
		<-3	4 a 8	9 a 12	> 12	
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B	
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A	
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	B	A	—	—	
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	—	—	—	
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A	
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A	
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES	< 9 m de altura					> 9 m de altura
		B	A			

* Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.

* Ver Artículo 11 (11.2)

9.3. Datos generales de la zona

El **PR** recibirá del Solicitante los datos disponibles del terreno sobre:

- a) Usos anteriores (terreno de cultivo, cantera, explotación minera, botadero, relleno sanitario, etc.).
- b) Construcciones antiguas, restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar al **EMS**.

9.4. De los terrenos colindantes

Datos disponibles sobre **EMS** efectuados

9.5. De las edificaciones adyacentes

Números de pisos incluidos sótanos, tipo y estado de las estructuras. De ser posible tipo y nivel de cimentación.

9.6. Otra información

Cuando el **PR** lo considere necesario, deberá incluir cualquier otra información de carácter técnico, relacionada con el **EMS**, que pueda afectar la capacidad portante, deformabilidad y/o la estabilidad del terreno.

Artículo 10.- TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

10.1. Técnicas de Investigación de Campo

Las Técnicas de Investigación de Campo aplicables en los **EMS** son las indicadas en la Tabla N° 2.

TABLA N° 2

TÉCNICA	NORMA APLICABLE*
Método de ensayo de penetración estándar SPT	NTP 339.133 (ASTM D 1586)
Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D 2487)
Densidad in-situ mediante el método del cono de arena**	NTP 339.143 (ASTM D1556)
Densidad in-situ mediante métodos nucleares (profundidad superficial)	NTP 339.144 (ASTM D2922)
Ensayo de penetración cuasi-estática profunda de suelos con cono y cono de fricción	NTP 339.148 (ASTM D 3441)
Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual - manual)	NTP 339.150 (ASTM D 2488)

TÉCNICA	NORMA APLICABLE*
Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados	NTP 339.153 (ASTM D 1194)
Método normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos	NTP 339.155 (ASTM D 2573)
Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL)	NTE 339.159 (DIN4094)
Norma práctica para la investigación y muestreo de suelos por perforaciones con barrena	NTP 339.161 (ASTM D 1452)
Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción	NTP 339.162 (ASTM D 420)
Método de ensayo normalizado de corte por veleta en miniatura de laboratorio en suelos finos arcillosos saturados.	NTP 339.168 (ASTM D 4648)
Práctica normalizada para la perforación de núcleos de roca y muestreo de roca para investigación del sitio.	NTP 339.173 (ASTM D 2113)
Densidad in-situ mediante el método del reemplazo con agua en un pozo de exploración**	NTP 339.253 (ASTM D5030)
Densidad in-situ mediante el método del balón de jebes**	ASTM D2167
Cono Dinámico Superpesado (DPSH)	UNE 103-801:1994
Cono Dinámico Tipo Peck	UNE 103-801:1994***

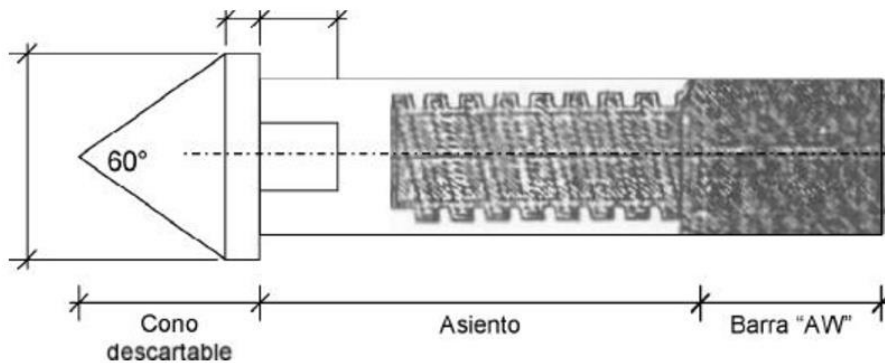
* En todos los casos se utilizará la última versión de la Norma.
** Estos ensayos solo se emplearán para el control de la compactación de rellenos Controlados o de Ingeniería.

*** Se aplicará lo indicado en la Norma UNE 103-801:1994* (peso del martillo, altura de caída, método de ensayo, etc.) con excepción de lo siguiente: Las Barras serán reemplazadas por las «AW», que son las usadas en el ensayo SPT, NTP 339.133 (ASTM D1586) y la punta cónica se reemplazará por un cono de 6,35 cm (2.5 pulgadas) de diámetro y 60° de ángulo en la punta según se muestra en la Figura 1. El número de golpes se registrará cada 0,15 m y se graficará cada 0,30 m. C_n es la suma de golpes por cada 0,30 m

• Ver Anexo II

NOTA: Los ensayos de densidad de campo, no podrán emplearse para determinar la densidad relativa y la presión admisible de un suelo arenoso.

FIGURA N° 1



10.2. Aplicación de las Técnicas de Investigación

La investigación de campo se realizará de acuerdo a lo indicado en el presente Capítulo, respetando las cantidades, valores mínimos y limitaciones que se indican en esta Norma y adicionalmente, en todo aquello que no se contradiga, se aplicará la «Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción» NTP 339.162 (ASTM D 420).

a) Pozos o Calicatas y Trincheras

Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras serán realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420). El **PR** deberá tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidentes.

b) Perforaciones Manuales y Mecánicas

Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos in situ.

La profundidad recomendable es hasta 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica.

Las perforaciones manuales o mecánicas tendrán las siguientes limitaciones:

b-1) Perforaciones mediante Espiral Mecánico

Los espirales mecánicos que no dispongan de un dispositivo para introducir herramientas de muestreo en el eje, no deben usarse en terrenos donde sea necesario conocer con precisión la cota de los estratos, o donde el espesor de los mismos sea menor de 0,30 m.

b-2) Perforaciones por Lavado con Agua.

Se recomiendan para diámetros menores a 0,100 m. Las muestras procedentes del agua del lavado no deberán emplearse para ningún ensayo de laboratorio.

c) Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT) NTP 339.133 (ASTM D 1586)

Los Ensayos de Penetración Estándar (**SPT**) son aplicables, según se indica en la Tabla N° 3. No se recomienda ejecutar ensayos **SPT** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

d) Ensayo de Penetración Cuasi-Estática Profunda de Suelos con Cono y Cono de Fricción (CPT) NTP339.148 (ASTM D 3441)

Este método se conoce también como el cono Holandés. Véase aplicación en la Tabla N° 3.

e) Cono Dinámico Superpesado (DPSH) UNE 103-801:1994

Se utiliza para auscultaciones dinámicas que requie-

ren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutar ensayos **DPSH** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones.

Véase aplicación en la Tabla N° 3.

f) Cono Dinámico Tipo Peck UNE 103-801:1994 ver tabla (2)

Se utiliza para auscultaciones dinámicas que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutar ensayos **Tipo Peck** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones.

Véase aplicación en la Tabla N° 3.

g) Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrometro dinámico ligero de punta cónica (DPL) NTP339.159 (DIN 4094)

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutarse ensayos **DPL** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones. Véase aplicación en la Tabla N° 3.

h) Método Normalizado para Ensayo de Corte con Velea de Campo en Suelos Cohesivos NTP 339.155 (ASTM D 2573)

Este ensayo es aplicable únicamente cuando se trata de suelos cohesivos saturados desprovistos de arena o grava, como complemento de la información obtenida mediante calicatas o perforaciones. Su aplicación se indica en la Tabla N° 3.

i) Método de Ensayo Normalizado para la Capacidad Portante del Suelo por Carga Estática y para Cimientos Aislados NTP 339.153 (ASTM D 1194)

Las pruebas de carga deben ser precedidas por un **EMS** y se recomienda su uso únicamente cuando el suelo a ensayar es tridimensionalmente homogéneo, comprenda la profundidad activa de la cimentación y es semejante al ubicado bajo el plato de carga. Las aplicaciones y limitaciones de estos ensayos, se indican en la Tabla N° 3.

TABLA N° 3 APLICACIÓN Y LIMITACIONES DE LOS ENSAYOS								
Ensayos In Situ	Norma Aplicable	Aplicación Recomendada			Aplicación Restringida		Aplicación No Recomendada	
		Técnica de Investigación	Tipo de Suelo ⁽¹⁾	Parámetro a obtener ⁽²⁾	Técnica de Investigación	Tipo de Suelo ⁽¹⁾	Técnica de Investigación	Tipo de Suelo ⁽¹⁾
SPT	NTP339.133 (ASTM D1586)	Perforación	SW, SP, SM, SC-SM	N	Perforación	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restante
DPSH	UNE 103 801:1994	Auscultación	SW, SP, SM, SC-SM	N ₂₀	Auscultación	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restante
Cono tipo Peck	UNE 103 801:1994 ⁽¹⁾	Auscultación	SW, SP, SM, SC-SM	C _n	Auscultación	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restante
CPT	NTP 339.148(ASTM D3441)	Auscultación	Todos excepto gravas	q _c , f _c	Auscultación	---	Calicata	Gravas
DPL	NTP 339.159 (DIN 4094)	Auscultación	SP	n	Auscultación	SW, SM	Calicata	Lo restante
Velea de Campo ⁽³⁾	NTP 339.155 (ASTM D2573)	Perforación/ Calicata	CL, ML, CH, MH	C _u , St	---	---	---	Lo restante
Prueba de carga	NTP 339.153 (ASTM D1194)	---	Suelos granulares y rocas blandas	Asentamiento vs. Presión	---	---	---	---

(1) Según Clasificación **SUCS**, cuando los ensayos son aplicables a suelos de doble simbología, ambos están incluidos.

(2) Leyenda:

C_n = Cohesión en condiciones no drenadas.

N₂₀ = Número de golpes por cada 0,30 m de penetración en el

ensayo estándar de penetración.

N₂₀ = Número de golpes por cada 0,20 m de penetración mediante auscultación con DPSH

C_n = Número de golpes por cada 0,30 m de penetración mediante auscultación con Cono Tipo Peck.



n = Número de golpes por cada 0,10 m de penetración mediante auscultación con DPL.
 q_c = Resistencia de punta del cono en unidades de presión.
 f_s = Fricción en el mango.
 S_t = Sensitividad.
 (3) Sólo para suelos finos saturados, sin arenas ni gravas.
 (4) Ver Tabla 3.

Nota. Ver títulos de las Normas en la Tabla 2.

10.3. Correlación entre ensayos y propiedades de los suelos

En base a los parámetros obtenidos en los ensayos «in situ» y mediante correlaciones debidamente comprobadas, el **PR** puede obtener valores de resistencia al corte no drenado, ángulo de fricción interna, relación de pre-consolidación, relación entre asentamientos y carga, coeficiente de balasto, módulo de elasticidad, entre otros.

10.4. Tipos de Muestras

Se considera los cuatro tipos de muestras que se indican en la Tabla N° 4, en función de las exigencias que deberán atenderse en cada caso, respecto del terreno que representan.

TABLA N° 4				
TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERÍSTICAS
Muestra inalterada en bloque (Mb)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Bloques	Inalterada	Debe mantener inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada en tubo de pared delgada (Mt)	NTP 339.169 (ASTM D1587) Muestreo Geotécnico de Suelos con Tubo de Pared Delgada	Tubos de pared delgada		
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua.

10.5. Ensayos de Laboratorio

Se realizarán de acuerdo con las normas que se indican en la Tabla N° 5

TABLA N° 5 ENSAYOS DE LABORATORIO	
ENSAYO	NORMA APLICABLE
Contenido de Humedad	NTP 339.127 (ASTM D2216)
Análisis Granulométrico	NTP 339.128 (ASTM D422)
Límite Líquido y Límite Plástico	NTP 339.129 (ASTM D4318)
Peso Específico Relativo de Sólidos	NTP 339.131 (ASTM D854)
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D2487)
Densidad Relativa *	NTP 339.137 (ASTM D4253) NTP 339.138 (ASTM D4254)
Peso volumétrico de suelo cohesivo	NTP 339.139 (BS 1377)
Límite de Contracción	NTP 339.140 (ASTM D427)
Ensayo de Compactación Proctor Modificado	NTP 339.141 (ASTM D1557)
Descripción Visual-Manual	NTP 339.150 (ASTM D2488)
Contenido de Sales Solubles Totales en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.152 (BS 1377)
Consolidación Unidimensional	NTP 339.154 (ASTM D2435)
Colapsibilidad Potencial	NTP 339.163 (ASTM D5333)
Compresión Triaxial no Consolidado no Drenado	NTP 339.164 (ASTM D2850)
Compresión Triaxial Consolidado no Drenado	NTP 339.166 (ASTM D4767)
Compresión no Confinada	NTP 339.167 (ASTM D2166)
Expansión o Asentamiento Potencial Unidimensional de Suelos Cohesivos	NTP 339.170 (ASTM D4546)
Corte Directo	NTP 339.171 (ASTM D3080)
Contenido de Cloruros Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.177 (AASHTO T291)
Contenido de Sulfatos Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.178 (AASHTO T290)

* Debe ser usada únicamente para el control de rellenos granulares.

10.6. Compatibilización de perfiles estratigráficos

En el laboratorio se seleccionarán muestras típicas para ejecutar con ellas ensayos de clasificación. Como resultado de estos ensayos, las muestras se clasificarán, en todos los casos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS NTP 339.134 (ASTM D 2487) y los resultados de esta clasificación serán comparados con la descripción visual – manual NTP 339.150 (ASTM D 2488) obtenida para el perfil estratigráfico de campo, procediéndose a compatibilizar las diferencias existentes a fin de obtener el perfil estratigráfico definitivo, que se incluirá en el informe final.

Artículo 11.- PROGRAMA DE INVESTIGACIÓN

11.1. Generalidades

Un programa de investigación de campo y laboratorio se define mediante:

- a) Condiciones de frontera.
- b) Número n de puntos a investigar.
- c) Profundidad p a alcanzar en cada punto.
- d) Distribución de los puntos en la superficie del terreno.
- e) Número y tipo de muestras a extraer.
- f) Ensayos a realizar «In situ» y en el laboratorio.

Un **EMS** puede plantearse inicialmente con un **PIM (Programa de Investigación Mínimo)**, debiendo aumentarse los alcances del programa en cualquiera de sus partes si las condiciones encontradas así lo exigieran.

11.2. Programa de Investigación Mínimo - PIM

El Programa de Investigación aquí detallado constituye el programa mínimo requerido por un **EMS**, siempre y cuando se cumplan las condiciones dadas en el Artículo 11 (11.2.a).

De no cumplirse las condiciones indicadas, el **PR** deberá ampliar el programa de la manera más adecuada para lograr los objetivos del **EMS**.

a) Condiciones de Frontera

Tienen como objetivo la comprobación de las características del suelo, supuestamente iguales a las de los terrenos colindantes ya edificados. Serán de aplicación cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

a-1) No existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, ruinas arqueológicas, estratos erráticos, rellenos o cavidades.

a-2) No existen edificaciones situadas a menos de 100 metros del terreno a edificar que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación.

a-3) El tipo de edificación (Tabla N° 1) a cimentar es de la misma o de menor exigencia que las edificaciones situadas a menos de 100 metros.

a-4) El número de plantas del edificio a cimentar (incluidos los sótanos), la modulación media entre apoyos y las cargas en éstos son iguales o inferiores que las correspondientes a las edificaciones situadas a menos de 100 metros.

a-5) Las cimentaciones de los edificios situados a menos de 100 metros y la prevista para el edificio a cimentar son de tipo superficial.

a-6) La cimentación prevista para el edificio en estudio no profundiza respecto de las contiguas más de 1,5 metros.

b) Número «n» de puntos de Investigación

El número de puntos de investigación se determina en la Tabla N° 6 en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por éste.

Tipo de edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas 3 por cada Ha. de terreno habilitado Unifamiliares de hasta 3 pisos	

(n) nunca será menor de 3, excepto en los casos indicados en el Artículo 3 (3.2).

c) Profundidad «p» mínima a alcanzar en cada punto de Investigación

c-1) Cimentación Superficial

Se determina de la siguiente manera:

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:

$$p = D_f + z$$

EDIFICACIÓN CON SÓTANO:

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación. En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el fondo de la cimentación.

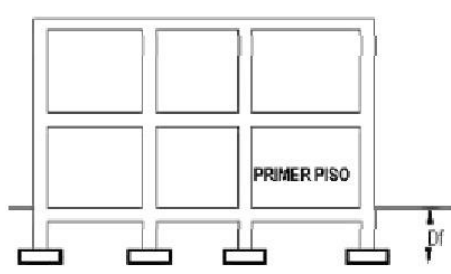
h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

z = 1,5 **B**; siendo **B** el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

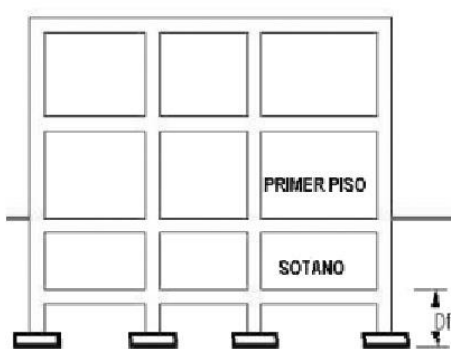
En el caso de ser ubicado dentro de la profundidad activa de cimentación el estrato resistente típico de la zona, que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar una profundidad **z** menor a 1,5 **B**. En este caso la profundidad mínima de investigación será la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación no menor a 1 m.

En ningún caso **p** será menor de 3 m, excepto si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad **p**, en cuyo caso el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado.

FIGURA N° 2 (C1)

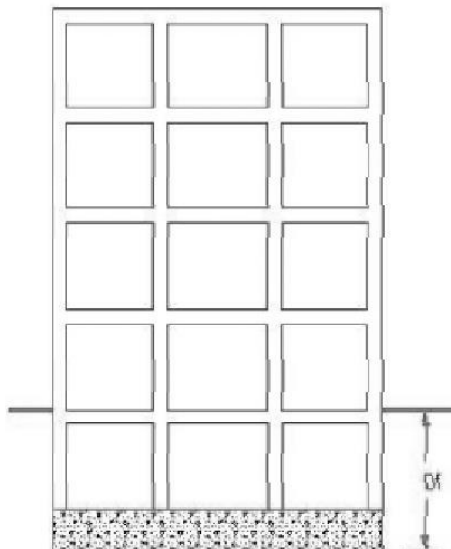


PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D_f) EN ZAPATAS SUPERFICIALES



PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D_f) EN ZAPATAS BAJO SÓTANOS

PLATEAS O SOLADOS



PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D_f) EN PLATEAS O SOLADOS

c-2) Cimentación Profunda

La profundidad mínima de investigación, corresponderá a la longitud del elemento que transmite la carga a mayores profundidades (pilote, pilar, etc.), más la profundidad z .

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el extremo de la cimentación profunda (pilote, pilares, etc.). En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el extremo de la cimentación profunda.

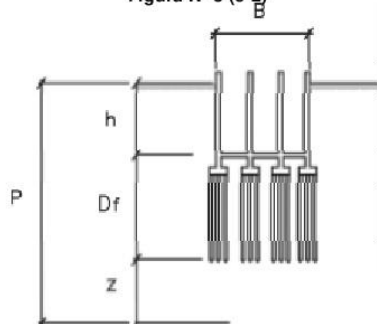
h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

z = 6,00 metros, en el 80 % de los sondeos.

= 1,5 B , en el 20 % de los sondeos, siendo B el ancho de la cimentación, delimitada por los puntos de todos los pilotes o las bases de todos los pilares.

En el caso de ser conocida la existencia de un estrato de suelo resistente que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación en la zona, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar para p , la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación, la cual en el caso de cimentaciones profundas no deberá ser menor de 5 m. Si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad p , el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad, por un método adecuado, en una longitud mínima de 3 m.

Figura N° 3 (c-2)



d) Distribución de los puntos de Investigación

Se distribuirán adecuadamente, teniendo en cuenta las características y dimensiones del terreno así como la ubicación de las estructuras previstas cuando éstas estén definidas.

e) Número y tipo de muestras a extraer

Cuando el plano de apoyo de la cimentación prevista no sea roca, se tomará en cada sondeo una muestra tipo **Mab** por estrato, o al menos una cada 2 metros de profundidad hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista D_f y a partir de éste una muestra tipo **Mib** o **Mit** cada metro, hasta alcanzar la profundidad p , tomándose la primera muestra en el propio plano de la cimentación.

Cuando no sea posible obtener una muestra tipo **Mib** o **Mit**, ésta se sustituirá por un ensayo «in situ» y una muestra tipo **Mab**.

* Ver Tabla 4

f) Ensayos a realizar «in situ» y en laboratorio

Se realizarán, sobre los estratos típicos y/o sobre las muestras extraídas según las Normas indicadas en las Tabla N° 3 y Tabla N° 5. Las determinaciones a realizar, así como lo mínimo de muestras a ensayar será determinado por el **PR**.

Artículo 12.- INFORME DEL EMS

El informe del **EMS** comprenderá:

- Memoria Descriptiva
- Planos de Ubicación de las Obras y de Distribución de los Puntos de Investigación.
- Perfiles de Suelos
- Resultados de los Ensayos «in situ» y de Laboratorio.

12.1. Memoria Descriptiva

a) Resumen de las Condiciones de Cimentación

Descripción resumida de todos y cada uno de los tópicos principales del informe:

- Tipo de cimentación.
- Estrato de apoyo de la cimentación.
- Parámetros de diseño para la cimentación (Profundidad de la Cimentación, Presión Admisible, Factor de Seguridad por Corte y Asentamiento Diferencial o Total).
- Agresividad del suelo a la cimentación..
- Recomendaciones adicionales.

b) Información Previa

Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el **EMS** y de la recolectada por el **PR** de acuerdo al Artículo 9.

c) Exploración de Campo

Descripción de los pozos, calicatas, trincheras, perforaciones y auscultaciones, así como de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

d) Ensayos de Laboratorio

Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

e) Perfil del Suelo

Descripción de los diferentes estratos que constituyen el terreno investigado indicando para cada uno de ellos: origen, nombre y símbolo del grupo del suelo, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS, NTP 339.134 (ASTM D 2487), plasticidad de los finos, consistencia o densidad relativa, humedad, color, tamaño máximo y angularidad de las partículas, olor, cementación y otros comentarios (raíces, cavidades, etc.), de acuerdo a la NTP 339.150 (ASTM D 2488).

f) Nivel de la Napa Freática

Ubicación de la napa freática, indicando la fecha de medición y comentarios sobre su variación en el tiempo.

g) Análisis de la Cimentación

Descripción de las características físico - mecánicas de los suelos que controlan el diseño de la cimentación. Análisis y diseño de solución para cimentación. Se incluirá memorias de cálculo en cada caso, en la que deberán indicarse todos los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. En esta Sección se incluirá como mínimo:

- Memoria de cálculo.
- Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera.
- Profundidad de cimentación (D_f).
- Determinación de la carga de rotura al corte y factor de seguridad (**FS**).
- Estimación de los asentamientos que sufriría la estructura con la carga aplicada (diferenciales y/o totales).
- Presión admisible del terreno.
- Indicación de las precauciones especiales que deberá tomar el diseñador o el constructor de la obra, como consecuencia de las características particulares del terreno investigado (efecto de la napa freática, contenido de sales agresivas al concreto, etc.)
- Parámetros para el diseño de muros de contención y/o calzadura.
- Otros parámetros que se requieran para el diseño o construcción de las estructuras y cuyo valor dependa directamente del suelo.

h) Efecto del Sismo

En concordancia con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, el **EMS** proporcionará como mínimo lo siguiente:

- El Factor de Suelo (**S**) y
- El Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo ($T_p(S)$).

Para una condición de suelo o estructura que lo amerite, el **PR** deberá recomendar la medición «in situ» del Período Fundamental del Suelo, a partir del cual se determinarán los parámetros indicados.

En el caso que se encuentren suelos granulares saturados sumergidos de los tipos: arenas, limos no plásticos o gravas contenidas en una matriz de estos materiales, el **EMS** deberá evaluar el potencial de licuefacción de suelos, de acuerdo al Artículo 32.

12.2. Planos y Perfiles de Suelos

a) Plano de Ubicación del Programa de Exploración

Plano topográfico o planimétrico (ver el Artículo 9 (9.1)) del terreno, relacionado a una base de referencia y mostrando la ubicación física de la cota (o **BM**) de referencia

utilizada. En el plano de ubicación se empleará la nomenclatura indicada en la Tabla N° 7.

TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN	SÍMBOLO	
Pozo o Calicata	C - n	
Perforación	P - n	
Trinchera	T - n	
Auscultación	A - n	

n - número correlativo de sondaje.

b) Perfil Estratigráfico por Punto Investigado

Debe incluirse la información del Perfil del Suelo indicada en el Artículo 12 (12.1e), así como las muestras obtenidas y los resultados de los ensayos «in situ». Se sugiere incluir los símbolos gráficos indicados en la Figura N° 4.

12.3. Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Se incluirán todos los gráficos y resultados obtenidos en el Laboratorio según la aplicación de las Normas de la Tabla N° 5.

FIGURA N° 4
Simbología de Suelos (Referencial)

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN		
		SUCS	GRÁFICO			
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA		
		GP		GRAVA MAL GRADUADA		
		GM		GRAVA LIMOSA		
		GC		GRAVA ARCILLOSA		
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA		
		SP		ARENA MAL GRADUADA		
		SM		ARENA LIMOSA		
		SC		ARENA ARCILLOSA		
		SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
				CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	OL			LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD		
	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD			
	OH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD			
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS.		

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Artículo 13.- CARGAS A UTILIZAR

Para la elaboración de las conclusiones del EMS, y en caso de contar con la información de las cargas de la edificación, se deberán considerar:

a) Para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones: se utilizarán como cargas aplicadas a la cimentación, las Cargas de Servicio que se utilizan para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

b) Para el cálculo del asentamiento de cimentaciones apoyadas sobre suelos granulares: se deberá considerar la máxima carga vertical que actúe (Carga Muerta más Carga Viva más Sismo) utilizada para el diseño de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

c) Para el cálculo de asentamientos en suelos cohesivos: se considerará la Carga Muerta más el 50% de la Carga Viva, sin considerar la reducción que permite la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas.

d) Para el cálculo de asentamientos, en el caso de edificaciones con sótanos en las cuales se emplee plateas o losas de cimentación, se podrá descontar de la carga total de la estructura (carga muerta más sobrecarga más el peso de losa de cimentación) el peso del suelo excavado para la construcción de los sótanos.

Artículo 14.- ASENTAMIENTO TOLERABLE

En todo EMS se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El Asentamiento Diferencial (Figura N° 5) no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la Tabla N° 8.

En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.

FIGURA N° 5
Asentamiento Diferencial

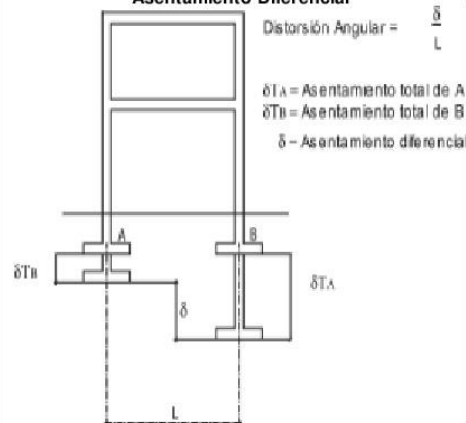


TABLA N° 8
DISTORSIÓN ANGULAR = α

$\alpha = d/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Limite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Limite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Limite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Limite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Limite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Limite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Limite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Limite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

**Artículo 15.- CAPACIDAD DE CARGA**

La capacidad de carga es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos.

En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se empleará un ángulo de fricción interna (f) igual a cero.

En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se empleará una cohesión (c) igual a cero.

Artículo 16.- FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A UNA FALLA POR CORTE

Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

- Para cargas estáticas: 3,0
- Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5

Artículo 17.- PRESIÓN ADMISIBLE

La determinación de la Presión Admisible, se efectuará tomando en cuenta los siguientes factores:

- Profundidad de cimentación.
- Dimensión de los elementos de la cimentación.
- Características físico – mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación.
- Ubicación del Nivel Freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la estructura.
- Probable modificación de las características físico – mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
- Asentamiento tolerable de la estructura.

La presión admisible será la menor de la que se obtenga mediante:

- La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte afectada por el factor de seguridad correspondiente (Ver el Artículo 16).
- La presión que cause el asentamiento admisible.

CAPÍTULO 4 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Artículo 18.- DEFINICIÓN

Son aquellas en las cuales la relación Profundidad / ancho (D/B) es menor o igual a cinco (5), siendo D , la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación.

Artículo 19.- PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación estará referida al nivel del piso del sótano. En el caso de plateas o losas de cimentación la profundidad será la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.

La profundidad de cimentación quedará definida por el PR y estará condicionada a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo-deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no debiendo ser menor de 0,80 m en el caso de zapatas y cimientos corridos.

Las plateas de cimentación deben ser losas rígidas de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberán llevar una viga perimetral de concreto armado cimentado a una profundidad mínima de 0,40 m, medida desde la superficie del terreno o desde el piso terminado, la que sea menor. El espesor de la losa y el peralte de la viga perimetral serán determinados por el Profesional Responsable de las estructuras, para garantizar la rigidez de la cimentación.

Si para una estructura se plantean varias profundidades de cimentación, deben determinarse la carga admisible y el asentamiento diferencial para cada caso. Deben evitarse la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario será necesario tenerla en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

Cuando una cimentación quede por debajo de una cimentación vecina existente, el PR deberá analizar el requerimiento de calzar la cimentación vecina según lo indicado en los Artículos 33 (33.6).

No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitario o industrial, ni rellenos No Controlados. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales que cumplan con lo indicado en el Artículo 21 (21.1).

Artículo 20.- PRESIÓN ADMISIBLE

Se determina según lo indicado en el Capítulo 3.

Artículo 21.- CIMENTACIÓN SOBRE RELLENOS

Los rellenos son depósitos artificiales que se diferencian por su naturaleza y por las condiciones bajo las que son colocados.

Por su naturaleza pueden ser:

- Materiales seleccionados:** todo tipo de suelo compactable, con partículas no mayores de 7,5 (3"), con 30% o menos de material retenido en la malla $\frac{3}{4}$ " y sin elementos distintos de los suelos naturales.
- Materiales no seleccionados:** todo aquél que no cumpla con la condición anterior.

Por las condiciones bajo las que son colocados:

- Controlados.
- No controlados.

21.1.- Rellenos Controlados o de Ingeniería

Los Rellenos Controlados son aquellos que se construyen con Material Seleccionado, tendrán las mismas condiciones de apoyo que las cimentaciones superficiales. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control, dependen principalmente de las propiedades físicas del material.

El Material Seleccionado con el que se debe construir el Relleno Controlado deberá ser compactado de la siguiente manera:

- Si tiene más de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.
- Si tiene igual o menos de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad no menor del 95% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.

En todos los casos deberán realizarse controles de compactación en todas las capas compactadas, a razón necesariamente, de un control por cada 250 m² con un mínimo de tres controles por capa. En áreas pequeñas (igual o menores a 25 m²) se aceptará un ensayo como mínimo. En cualquier caso, el espesor máximo a controlar será de 0,30 m de espesor.

Cuando se requiera verificar la compactación de un Relleno Controlado ya construido, este trabajo deberá realizarse mediante cualquiera de los siguientes métodos:

- Un ensayo de Penetración Estándar NTP 339.133 (ASTM D 1586) por cada metro de espesor de Relleno Controlado. El resultado de este ensayo debe ser mayor a $N_{60} = 25$ golpes por cada 0,30m de penetración.
- Un ensayo con Cono de Arena, NTP 339.143 (ASTM D1556) ó por medio de métodos nucleares, NTP 339.144 (ASTM D2922), por cada 0,50 m de espesor. Los resultados deberán ser: mayores a 90% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado, si tiene más de 12% de finos; o mayores al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado si tiene igual o menos de 12% de finos.

21.2. Rellenos no Controlados

Los rellenos no controlados son aquellos que no cumplen con el Artículo 21.1. Las cimentaciones superficiales no se podrán construir sobre estos rellenos no controlados, los cuales deberán ser reemplazados en su totalidad por materiales seleccionados debidamente compactados, como se indica en el Artículo 21 (21.1), antes de iniciar la construcción de la cimentación.

Artículo 22.- CARGAS EXCÉNTRICAS

En el caso de cimentaciones superficiales que transmiten al terreno una carga vertical Q y dos momentos M_x y M_y que actúan simultáneamente según los ejes x e y

respectivamente, el sistema formado por estas tres sollicitaciones será estáticamente equivalente a una carga vertical excéntrica de valor Q , ubicada en el punto (e_x, e_y) siendo:

$$e_x = \frac{M_x}{Q} \quad e_y = \frac{M_y}{Q}$$

El lado de la cimentación, ancho (B) o largo (L), se corrige por excentricidad reduciéndolo en dos veces la excentricidad para ubicar la carga en el centro de gravedad del «área efectiva = $B'L'$ »

$$B' = B - 2e_x \quad L' = L - 2e_y$$

El centro de gravedad del «área efectiva» debe coincidir con la posición de la carga excéntrica y debe seguir el contorno más próximo de la base real con la mayor preci-

sión posible. Su forma debe ser rectangular, aún en el caso de cimentaciones circulares. (Ver Figura N° 6).

Artículo 23.- CARGAS INCLINADAS

La carga inclinada modifica la configuración de la superficie de falla, por lo que la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada tomando en cuenta su efecto.

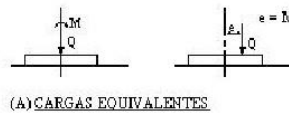
Artículo 24.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN TALUDES

En el caso de cimientos ubicados en terrenos próximos a taludes o sobre taludes o en terreno inclinado, la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada teniendo en cuenta la inclinación de la superficie y la inclinación de la base de la cimentación, si la hubiera.

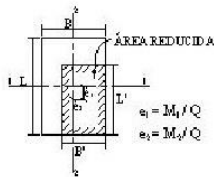
Adicionalmente debe verificarse la estabilidad del talud, considerando la presencia de la estructura.

El factor de seguridad mínimo del talud, en condiciones estáticas debe ser 1,5 y en condiciones sísmicas 1,25.

Figura N° 6
Cimientos cargados excéntricamente



La fuerza resultante actúa en el centroide del área reducida.

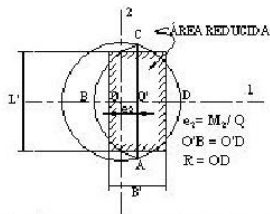


Para cimientos rectangulares se reducen las dimensiones así:

$$L' = L - 2e_y \quad e_y = M_y / Q$$

$$B' = B - 2e_x \quad e_x = M_x / Q$$

(B) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO RECTANGULAR



Para un cimiento circular de radio R , el área efectiva + 2x (área del segmento circular ADC), considerar A'e como un rectángulo con $L'B' = AC/BD$

$$e = M / Q$$

$$A' = 2S = B'L'$$

$$L' = \sqrt{2S \left(\frac{R+e_y}{R-e_x} \right)}$$

$$B' = L' \sqrt{\frac{R-e_x}{R+e_y}}$$

$$S = \frac{\pi R^3}{2} \left[e_y \left(\frac{R^2 - e_x^2}{R} + R^2 \sin^2 \left(-\frac{e_x}{R} \right) \right) \right]$$

(C) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO CIRCULAR

CAPITULO 5 CIMENTACIONES PROFUNDAS

Artículo 25.- DEFINICIÓN

Son aquellas en las que la relación profundidad /ancho (D_f/B) es mayor a cinco (5), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones profundas: los pilotes y micropilotes, los pilotes para densificación, los pilares y los cajones de cimentación.

La cimentación profunda será usada cuando las cimentaciones superficiales generen una capacidad de carga que no permita obtener los factores de seguridad indicados en el Artículo 16 o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales mayores a los indicados en el Artículo 14. Las cimentaciones profundas se pueden usar también para anclar estructuras contra fuerzas de levantamiento y para colaborar con la resistencia de fuerzas laterales y de volteo. Las cimentaciones profundas pueden además ser requeridas para situaciones especiales tales como suelos expansivos y colapsables o suelos sujetos a erosión.

Algunas de las condiciones que hacen que sea necesaria la utilización de cimentaciones profundas, se indican a continuación:

- Quando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la estructura. En estos casos se usan pilotes para transmitir la carga a la roca o a un estrato más resistente.
- Quando están sometidas a fuerzas horizontales, ya que las cimentaciones con pilotes tienen resistencia por flexión mientras soportan la carga vertical transmitida por la estructura.
- Quando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
- Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas en el mar, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para resistir dichas fuerzas.



Artículo 26.- CIMENTACIÓN POR PILOTES

Los pilotes son elementos estructurales hechos de concreto, acero o madera y son usados para construir cimentaciones en los casos en que sea necesario apoyar la cimentación en estratos ubicados a una mayor profundidad que el usual para cimentaciones superficiales.

26.1. Programa de exploración para pilotes

El programa de exploración para cimentaciones por pilotes se sujetará a lo indicado en el Artículo 11.

26.2. Estimación de la longitud y de la capacidad de carga del pilote

Los pilotes se dividen en dos categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo, como se indica en los siguientes a continuación:

a) Si los registros de la perforación establecen la presencia de roca a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca. En este caso la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente.

b) Si en vez de roca se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y resistente a una profundidad razonable, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro. En este caso, la carga última del pilote se expresa como:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

donde:

Q_u = capacidad última del pilote.

Q_p = capacidad última tomada por la punta del pilote.

$\sum Q_f$ = capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Si $\sum Q_f$ es muy pequeña:

$$Q_u = Q_p$$

En este caso, la longitud requerida de pilote se estima con mucha precisión si se dispone de los registros de exploración del subsuelo.

c) Cuando no se tiene roca o material resistente a una profundidad razonable, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan a profundidades específicas. La carga última de esos pilotes se expresa por la ecuación:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

donde:

Q_u = capacidad última del pilote.

Q_p = capacidad última tomada por la punta del pilote.

$\sum Q_f$ = capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Sin embargo, si el valor de Q_p es pequeño:

$$Q_u = \sum Q_f$$

Éstos se denominan pilotes de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Los procedimientos teóricos para dicho cálculo se presentan más adelante.

26.3. Consideraciones en el cálculo de capacidad de carga

Dentro de los cálculos de la capacidad de carga de los pilotes no se deben considerar los estratos licuables, aquellos de muy baja resistencia, suelos orgánicos ni turbas.

26.4. Capacidad de carga del grupo de pilotes

- En el caso de un grupo de pilotes de fricción en arcilla, deberá analizarse el efecto de grupo.

- En el caso de pilotes de punta apoyados sobre un estrato resistente de poco espesor, debajo del cual se tiene un suelo menos resistente, debe analizarse la capacidad de carga por punzonamiento de dicho suelo.

a) Factores de seguridad

- Para el cálculo de la capacidad de carga admisible, mediante métodos estáticos, a partir de la carga última, se utilizarán los factores de seguridad estipulados en el Artículo 16.

- Para el cálculo mediante métodos dinámicos, se utilizará el factor de seguridad correspondiente a la fórmula utilizada. En ningún caso el factor de seguridad en los métodos dinámicos será menor de 2.

b) Espaciamiento de pilotes

- El espaciamiento mínimo entre pilotes será el indicado en la Tabla 9.

TABLA 9 ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE PILOTES	
LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES
$L < 10$	3b
$10 \leq L < 25$	4b
$L \geq 25$	5b

Donde b = diámetro o mayor dimensión del pilote.

- Para el caso de pilotes por fricción, este espaciamiento no podrá ser menor de 1,20 m.

c) Fricción negativa

- La fricción negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, la cual se presenta bajo las siguientes condiciones:

- Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hincan pilotes, el relleno se consolidará gradualmente, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el período de consolidación.

- Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.

- Si existe un relleno de suelo orgánico por encima del estrato donde está hincado el pilote, el suelo orgánico se consolidará gradualmente, debido a la alta compresibilidad propia de este material, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.

- El descenso del nivel freático incrementará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, quedará sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

- Este efecto incrementa la carga que actúa en el pilote y es generado por el desplazamiento relativo hacia abajo del suelo con respecto al pilote; deberá tomarse en cuenta cuando se efectúa pilotaje en suelos compresibles.

d) Análisis del efecto de la fricción negativa

- Para analizar el efecto de la fricción superficial negativa se utilizarán los métodos estáticos, considerando únicamente en ellos la fricción lateral suelo - pilote, actuando hacia abajo.

- La fricción negativa debe considerarse como una carga adicional a la que transmite la estructura.

26.5. Asentamientos

a) Se estimará primero el asentamiento tolerable por la estructura y luego se calculará el asentamiento del pilote aislado o grupo de pilotes para luego compararlos.

b) En el cálculo del asentamiento del pilote aislado se considerarán: el asentamiento debido a la deformación axial del pilote, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

c) En el caso de pilotes en suelos granulares, el asentamiento del grupo está en función del asentamiento del pilote aislado.

d) En el caso de pilotes en suelo cohesivo, el principal componente del asentamiento del grupo proviene de la consolidación de la arcilla. Para estimar el asentamiento, en este caso, puede reemplazarse al grupo de pilotes por una zapata imaginaria ubicada a $\frac{2}{3}$ de la profundidad del grupo de pilotes, de dimensiones iguales a la sección del grupo y que aplica la carga transmitida por la estructura.

26.6. Consideraciones durante la ejecución de la obra

Durante la ejecución de la obra deberán efectuarse pruebas de carga y la capacidad de carga deberá ser verificada por una fórmula dinámica confiable según las condiciones de la hinca.

a) Pruebas de carga

- Se deberán efectuar pruebas de carga según lo indicado en la Norma ASTM D 1143.
- El número de pruebas de carga será de una por cada lote o grupos de pilotes, con un mínimo de una prueba por cada cincuenta pilotes.
- Las pruebas se efectuarán en zonas con perfil de suelo conocido como más desfavorables.

b) Ensayos diversos

Adicionalmente a la prueba de carga, se recomiendan los siguientes ensayos en pilotes ya instalados:

- Verificación del buen estado físico.
- Prueba de carga estática lateral, de acuerdo a las solicitaciones.
- Verificación de la inclinación.

Artículo 27.- CIMENTACIÓN POR PILARES

Los pilares son elementos estructurales de concreto vaciados «in situ» con diámetro mayor a 1,00 m, con o sin refuerzo de acero y con o sin fondo ampliado.

27.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga de un pilar deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de pilotes. Se tomará en cuenta los efectos por punta y fricción.

27.2. Factor de seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizarán los factores estipulados en el Artículo 16.

27.3. Acampanamiento en la base del pilar

Se podrá acampanar el pilar en el ensanchamiento de la base a fin de incrementar la capacidad de carga del pilar, siempre y cuando no exista peligro de derrumbes.

27.4. Aflojamiento del suelo circundante

El aflojamiento del suelo circundante deberá controlarse mediante:

- a) Una rápida excavación del fuste y vaciado del concreto.
- b) El uso de un forro en la excavación del fuste.
- c) La aplicación del Método del Lodo Bentonítico.

27.5. Asentamientos

a) Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, deberá estimarse el grado de deformación que se producirá al aplicar las cargas. El asentamiento podrá ser un factor de limitación en el proyecto estructural del pilar.

b) Se calculará el asentamiento debido a la deformación axial del pilar, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

Artículo 28.- CAJONES DE CIMENTACIÓN

Los cajones de cimentación son elementos estructurales de concreto armado que se construyen sobre el terreno y se introducen en el terreno por su propio peso al ser excavado el suelo ubicado en su interior. El **PR** deberá indicar el valor la fricción lateral del suelo para determinar el peso requerido por el cajón para su instalación.

28.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga de un cajón de cimentación deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos está-

ticos utilizados en el cálculo de zapatas o pilares y dependerá de la relación profundidad/ancho (D/B) si es menor o igual a cinco (5) se diseñará como cimentación superficial, si es mayor a cinco (5) se diseñará como un pilar.

28.2. Factor de seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizarán los factores estipulados en el Artículo 16.

28.3. Asentamientos

a) Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, se deberá calcular el asentamiento que se producirá al aplicar las cargas.

b) Se calculará el asentamiento debido a la deformación axial del cajón, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

CAPÍTULO 6 PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

Artículo 29.- SUELOS COLAPSABLES

Son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de las siguientes acciones:

- a) al ser sometidos a un incremento de carga o
- b) al humedecerse o saturarse

29.1. Obligatoriedad de los Estudios

En los lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables, el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318), del ensayo para determinar el peso volumétrico NTP 339.139 (BS 1377), y del ensayo de humedad NTP 339.127 (ASTM D2216), con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Límite Líquido (LL) y del peso volumétrico seco (ρ_s). La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:

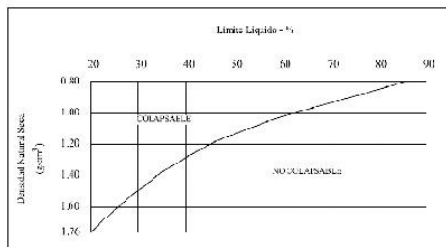


FIGURA 6.-2
CRITERIOS DEL POTENCIAL DE COLAPSO
FIGURA 7

29.2. Evaluación del Potencial de Colapso

Cuando el **PR** encuentre evidencias de la existencia de suelos colapsables deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo de ensayo de Colapsabilidad Potencial según NTP 339.163 (ASTM D 5333). Las muestras utilizadas para la evaluación de colapsabilidad deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**.

El potencial de colapso (CP) se define mediante la siguiente expresión:

$$CP(\%) = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad \text{o} \quad CP(\%) = \frac{\Delta H_c}{H_0}$$

Δe = Cambio en la relación de vacíos debido al colapso bajo humedecimiento.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

ΔH_c = Cambio de altura de la muestra.

H_0 = Altura inicial de la muestra.

El **PR** establecerá la severidad del problema de colapsabilidad mediante los siguientes criterios:

CP (%)	Severidad del problema
0 a 1	No colapsa
1 a 5	Colapso moderado
5 a 10	Colapso
10 a 20	Colapso severo
>20	Colapso muy severo

De manera complementaria, pueden utilizarse pruebas de carga en estado seco y humedecido ASTM1194. El objetivo de las mismas será realizar un análisis comparativo del comportamiento del suelo en su condición natural, con relación a su comportamiento en condición húmeda.

En caso se verifique la colapsabilidad del suelo, el **PR** deberá formular las recomendaciones correspondientes a fin de prevenir su ocurrencia.

29.3. Cimentaciones en áreas de suelos colapsables.

Las cimentaciones construidas sobre suelos que colapsan (**CP**>5) están sometidas a grandes fuerzas causadas por el hundimiento violento del suelo, el cual provoca asentamiento, agrietamiento y ruptura, de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto no está permitido cimentar directamente sobre suelos colapsables. La cimentación y los pisos deberán apoyarse sobre suelos no colapsables. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos colapsables.

29.4. Reemplazo de un suelo colapsable

Cuando se encuentren suelos que presentan colapso moderado y a juicio del **PR**, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

Artículo 30.- ATAQUE QUIMICO POR SUELOS Y AGUAS SUBTERRANEAS

30.1. Generalidades

Las aguas subterráneas son más agresivas que los suelos al estado seco; sin embargo el humedecimiento de un suelo seco por riego, filtraciones de agua de lluvia, fugas de conductos de agua o cualquier otra causa, puede activar a las sales solubles.

Esta Norma solo considera el ataque externo por suelos y aguas subterráneas y no toma en cuenta ningún otro tipo de agresión.

30.2. Obligatoriedad de los Estudios

En los lugares con Napa Freática en la zona activa de la cimentación o donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de ataque químico al concreto de cimentaciones y superestructuras, el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en ensayos químicos del agua o del suelo en contacto con ellas, para descartar o contrarrestar tal evento.

30.3. Ataque Químico por Suelos y Aguas Subterráneas

a) Ataque Ácido

En caso del Ph sea menor a 4,0 el **PR**, deberá proponer medidas de protección adecuado, para proteger el concreto del ataque ácido.

b) Ataque por Sulfatos

La mayor parte de los procesos de destrucción causados por la formación de sales son debidos a la acción agresiva de los sulfatos. La corrosión de los sulfatos se diferencia de la causada por las aguas blandas, en que no tiene lugar una lixiviación, sino que la pasta endurecida de cemento, a consecuencia de un aumento de volumen, se desmorona y expansiona, formándose grietas y el ablandamiento del concreto.

En la Tabla 4.4.3 de la NTE E.060 Concreto Armado se indican los grados de ataque químico por sulfatos en aguas y suelos subterráneos y la medida correctiva a usar en cada caso.

En el caso que se desea usar un material sintético para proteger la cimentación, esta deberá ser geomembrana o geotextil cuyas características deberán ser definidas por **PR**. Las propiedades de estos materiales estarán de acuerdo a las NTP.

La determinación cuantitativa de sulfatos en aguas y suelos se hará mediante las Normas Técnicas ASTM D 516, NTP 400.014, respectivamente.

c) Ataque por Cloruros

Los fenómenos corrosivos del ión cloruro a las cimentaciones se restringe al ataque químico al acero de refuerzo del concreto armado.

Cuando el contenido de ión cloro sea determinado mediante la NTP 400.014, sea mayor 0,2 %, o cuando el contenido de ión cloro en contacto cimentación en el agua se ha determinado por NTP 339.076 (sea mayor de 1000 ppm) el **PR** debe recomendar las medidas de protección necesaria.

La determinación cuantitativa de cloruros en aguas y suelos se hará mediante las NTP 339.076 y 400.014, respectivamente.

Artículo 31.- SUELOS EXPANSIVOS

Son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

31.1. Obligatoriedad de los Estudios

En las zonas en las que se encuentren suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta (LL \geq 50), el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318) y ensayos de granulometría por sedimentación NTP 339.128 (ASTM D 422) con la finalidad de evaluar el potencial de expansión del suelo cohesivo en función del porcentaje de partículas menores a 2m m, del índice de plasticidad (IP) y de la actividad (A) de la arcilla. La relación entre la Expansión Potencial (Ep) y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:

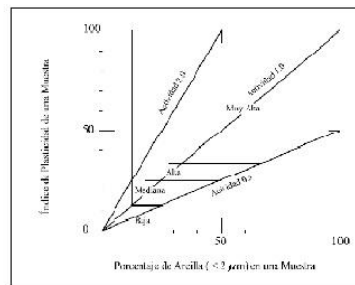


GRAFICO 6.1
CLASIFICACION DE CAMBIO DE POTENCIAL DE VOLUMEN
PARA SUELOS ARCILLOSOS

GRAFICO 8

$$\text{Actividad (A)} = \frac{IP}{\% < 2 \mu m}$$

31.2. Evaluación del Potencial de Expansión

Cuando el **PR** encuentre evidencias de la existencia de suelos expansivos deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo para la Determinación del Hinchamiento Unidimensional de suelos cohesivos según NTP 339.170 (ASTM D 4648). Las muestras utilizadas para la evaluación del hinchamiento deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**.

Tabla 10
CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 7 kPa (0,07 kgf/cm ²)	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que dos micras
%	%	%	%
Muy alto	> 30	> 32	> 37
Alto	20 – 30	23 – 45	18 – 37
Medio	10 – 20	12 – 34	12 – 27
Bajo	< 10	< 20	< 17

31.3. Cimentaciones en áreas de suelos expansivos

Las cimentaciones construidas sobre arcillas expansivas están sometidas a grandes fuerzas causadas por la expansión, las cuales provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto no está permitido cimentar directamente sobre suelos expansivos. La cimentación deberá apoyarse sobre suelos no expansivos o con potencial de expansión bajo. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos expansivos y deberá dejarse un espacio libre suficientemente holgado para permitir que el suelo bajo el piso se expanda y no lo afecte.

31.4. Reemplazo de un suelo expansivo

Cuando se encuentren suelos medianamente expansivos y a juicio de **PR**, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

Artículo 32.- LICUACIÓN DE SUELOS

32.1. Generalidades

En suelos granulares finos ubicados bajo la Napa Freática y algunos suelos cohesivos, las solicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos originada por la vibración que produce el sismo. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de grandes asentamientos en las obras sobreyacentes.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
- Debe encontrarse sumergido.

En estos casos deben justificarse mediante el Análisis del Potencial de Licuación, (Ver Artículo 32 (32.3)) la ocurrencia o no del fenómeno de licuación.

32.2. Investigación de campo

Cuando las investigaciones preliminares o la historia sísmica del lugar hagan sospechar la posibilidad de ocurrencia de licuación, el **PR** debe efectuar un trabajo de campo que abarque toda el área comprometida por la estructura de acuerdo a lo indicado en la Tabla 6.

Los sondeos deberán ser perforaciones por la técnica de lavado o rotativas y deben llevarse a cabo Ensayos Estándar de Penetración SPT NTP 339.133 (ASTM D 1586) espaciados cada 1 m. Las muestras que se obtengan el penetrómetro utilizado para el ensayo SPT deberán recuperarse para poder efectuar con ellas ensayos de clasificación en el laboratorio.

Si dentro de la profundidad activa se encuentran los suelos indicados en el Artículo 32 (32.1), deberá profundizarse la investigación de campo hasta encontrar un estrato no licuable de espesor adecuado en el que se pueda apoyar la cimentación.

El Ensayo de DPSH puede ser usado para investigaciones preliminares, o como auscultaciones complementarias de los ensayos SPT, previa calibración La

misma exigencia procede para el Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL), pero hasta una profundidad máxima de 8 m.

32.3. Análisis del Potencial de Licuación

En el caso de suelos arenosos que presentan las tres características indicadas en el Artículo 32 (32.1), se deberá realizar el análisis del potencial de licuación utilizando el método propuesto por Seed e Idriss. Este método fue desarrollado en base a observaciones in-situ del comportamiento de depósitos de arenas durante sismos pasados. El procedimiento involucra el uso de la resistencia a la penetración estándar **N** (Número de golpes del ensayo **SPT**). El valor de **N** obtenido en el campo deberá corregirse por: energía, diámetro de la perforación, longitud de las barras para calcular a partir de ese valor el potencial de licuación de las arenas.

La aceleración máxima requerida para el análisis del potencial de licuación será estimada por el **PR**, la cual será congruente con los valores empleados en el diseño estructural correspondiente, para lo cual el **PR** efectuara las coordinaciones pertinentes con los responsables del diseño sismo resistente de la obra.

Este método permite calcular, el esfuerzo cortante inducido por el sismo en el lugar y a partir de la resistencia a la penetración estándar normalizada (**N**)₆₀, el esfuerzo cortante límite para la ocurrencia del fenómeno de licuación. También es posible determinar el factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación y la aceleración máxima de un sismo que la causaría.

32.4. Licuación de suelos finos cohesivos

Si se encuentran suelos finos cohesivos que cumplan simultáneamente con las siguientes condiciones:

- Porcentaje de partículas más finas que 0,005 m \leq 15%
- Límite líquido (LL) \leq 35.
- Contenido de humedad (**w**) $>$ 0,9 LL.

Estos suelos pueden ser potencialmente licuables, sin embargo no licuan si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

- Si el contenido de arcilla (partículas más finas que 0,005 m) es mayor que 20%, considerar que el suelo no es licuable, a menos que sea extremadamente sensitiva.
- Si el contenido de humedad de cualquier suelo arcilloso (arcilla, arena arcillosa, limo arcilloso, arcilla arenosa, etc.) es menor que 0,9 **W_L**, considerar que el suelo no es licuable.

Artículo 33.- SOSTENIMIENTO DE EXCAVACIONES

33.1.- Generalidades

Las excavaciones verticales de más de 2,00 m de profundidad requeridas para alcanzar los niveles de los sótanos y sus cimentaciones, no deben permanecer sin sostenimiento, salvo que el estudio realizado por el **PR** determine que no es necesario efectuar obras de sostenimiento.

La necesidad de construir obras de sostenimiento, su diseño y construcción son responsabilidad del contratista de la obra.

33.2. Estructura de Sostenimiento

Dependiendo de las características de la obra se presentan las siguientes alternativas para el sostenimiento de las paredes de excavación:

- Proyectar obras y estructuras de sostenimiento temporal y luego, al finalizar los trabajos de corte, construir las estructuras de sostenimiento definitivas.
- Proyectar estructuras de sostenimiento definitivas que se vayan construyendo o a medida se avance con los trabajos de corte.

Existen diversos tipos de obras para el sostenimiento temporal y definitivo de los taludes de corte, entre los cuales podemos mencionar las pantallas ancladas, tablestacas, pilotes continuos, muros diafragma, calzaduras, nailings, entre otros.

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las



excavaciones efectuadas. Tienen por función prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, hasta entre en funcionamiento las obras de sostenimiento definitivas. Las calzaduras están constituidas por paños de concreto que se construyen alternada y progresivamente. El ancho de las calzaduras debe ser inicialmente igual al ancho del cimiento por calzar y deberá irse incrementando con la profundidad. Las calzaduras deben ser diseñadas para las cargas verticales de la estructura que soportan y para poder tomar las cargas horizontales que le induce el suelo y eventualmente los sismos.

33.3. Parámetros a ser proporcionados en el EMS El informe del EMS deberá incluir los parámetros de suelos requeridos para el diseño de las obras de sostenimiento de las edificaciones, muros perimetrales, pistas y terrenos vecinos, considerando que estos puedan ser desestabilizados como consecuencia directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcción de los sótanos directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcción de los sótanos.

Para cumplir lo anterior el PR, deberá proveer toda la información referente al perfil de suelos en toda la profundidad de excavación, el nivel freático, las características físicas de los suelos, el peso unitario, el valor de la cohesión y el ángulo de la fricción interna de los diferentes estratos, según se aplique. Estos mismos parámetros deben ser proporcionados por el PR del EMS para el caso de una eventual saturación del suelo.

En caso de ser requerido el bombeo o abatimiento de la Napa Freática durante la excavación y la construcción de las obras de sostenimiento y/o calzaduras, el PR deberá proponer los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical del terreno, aplicables al cálculo del caudal de agua a extraer y deberá prevenir cualquier consecuencia negativa que pueda coaccionar a la obra o a las edificaciones existentes, el acto de bombear o abatir la Napa Freática.

33.4. Consideraciones para el Diseño y Construcción de Obras de Sostenimiento

En el proyecto de las estructuras de sostenimiento el Contratista de la Obras deberá considerar los siguientes aspectos como mínimo:

- Los empujes del suelo.
- Las cargas de las edificaciones vecinas.
- Las variaciones en la carga hidrostática (saturación, humedecimiento y secado).
- Las sobrecargas dinámicas (sismos y vibraciones causadas artificialmente).
- La ejecución de accesos para la construcción.
- La posibilidad de realizar anclajes en los terrenos adyacentes (de ser aplicable).
- La excavación, socavación o erosión delante de las estructuras de sostenimiento.
- La perturbación del terreno debido a las operaciones de hinca o de sondeos.
- La disposición de los apoyos o puntales temporales (de ser requeridos).
- La posibilidad de excavación entre puntales.
- La capacidad del muro para soportar carga vertical.
- El acceso para el mantenimiento del propio muro y cualquier medida de drenaje.

En el caso de las calzaduras el Contratista de la Obra no deberá permitir que éstas permanezcan sin soporte horizontal, por un tiempo tal que permita la aparición de grietas de tensión y fuerzas no previstas en el cálculo de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que puedan producir el colapso de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que pueda producir el colapso de las mismas.

33.5. Efectos de de Sismo

De producirse un sismo con una magnitud mayor o igual a 3,5 grados de la Escala Richter, el Contratista a cargo de las excavaciones, deberá proceder de inmediato, bajo su responsabilidad y tomando las precauciones del caso, a sostener cualquier corte de más de 2,00 m de profundidad, salvo que un estudio realizado por un especialista determine que no es necesario.

33.6. Excavaciones sin Soporte

No se permitirán excavaciones sin soporte, si las mismas reducen la capacidad de carga o producen inestabilidad en las cimentaciones vecinas.

El PR deberá determinar, si procede, la profundidad máxima o altura crítica (H_c) a la cual puede llegar la excavación sin requerir soporte.

ANEXO I GLOSARIO

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL.- Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes de una misma estructura.

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE.- Máximo asentamiento diferencial entre dos elementos adyacentes a una estructura, que al ocurrir no produce daños visibles ni causa problemas.

CAJÓN (CAISSON).- Elemento prefabricado de cimentación, que teniendo dimensiones exteriores de un elemento macizo, se construye inicialmente hueco (como una caja), para ser rellenado después de colocado en su posición final.

CAPACIDAD DE CARGA.- Presión requerida para producir la falla de la cimentación por corte (sin factor de seguridad).

CARGA ADMISIBLE.- Sinónimo de presión admisible.

CARGA DE SERVICIO.- Carga viva más carga muerta, sin factores de ampliación.

CARGA DE TRABAJO.- Sinónimo de presión admisible.

CARGA MUERTA.- Ver NTE E.020 Cargas .

CARGA VIVA.- Ver NTE E.020 Cargas

CIMENTACIÓN.- Parte de la edificación que transmite al subsuelo las cargas de la estructura.

CIMENTACIÓN CONTINUA.- Cimentación superficial en la que el largo (L) es igual o mayor que diez veces el ancho (B).

CIMENTACIÓN POR PILARES.- Cimentación profunda, en la cual la relación Profundidad / Ancho (D / B) es mayor o igual que 5, siendo D la profundidad enterrada y B el ancho enterrada del pilar. El pilar es excavado y vaciado en el sitio.

CIMENTACIÓN POR PILOTES.- Cimentación profunda en la cual la relación Profundidad / Ancho (d / b) es mayor o igual a 10, siendo d la profundidad enterrada del pilote y b el ancho o diámetro del pilote.

CIMENTACIÓN POR PLATEA DE CIMENTACIÓN.- Cimentación constituida por una losa sobre la cual se apoyan varias columnas y cuya área se aproxima sensiblemente al área total de la estructura soportada.

CIMENTACIÓN PROFUNDA.- Aquella que transmite cargas a capas del suelo mediante pilotes o pilares.

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.- Aquella en la cual la relación Profundidad/Ancho (D / B) es menor o igual a 5, siendo D la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

ESTRATO TÍPICO.- Estrato de suelo con características tales que puede ser representativo de otros iguales o similares en un terreno dado.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS).- Conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación.

GEODINÁMICA EXTERNA.- Conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, que pueden actuar sobre el terreno materia del Estudio de Mecánica de Suelos, tales como: erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis, activación de fallas geológicas.

LICUEFACCIÓN O LICUACIÓN.- Fenómeno causado por la vibración de los sismos en los suelos granulares saturados y que produce el incremento de la presión del agua dentro del suelo con la consecuente reducción de la tensión efectiva. La licuación reduce la capacidad de carga y la rigidez del suelo. Dependiendo del estado del suelo granular saturado al ocurrir la licuación se produce el hundimiento y colapso de las estructuras cimentadas sobre dicho suelo.

NIVEL FREÁTICO.- Nivel superior del agua subterránea en el momento de la exploración. El nivel se puede dar respecto a la superficie del terreno o a una cota de referencia.

PILOTE.- Elemento de cimentación profunda en el cual la relación Profundidad/Ancho (D/B) es mayor o igual a 10.

PILOTES DE CARGA MIXTA.- Aquellos que transmiten la carga, parte por punta y parte por fricción.

PILOTES DE CARGA POR FRICCIÓN.- Aquellos que transmiten la carga a lo largo de su cuerpo por fricción con el suelo que los circunda.

PILOTES DE CARGA POR PUNTA.- Aquellos que transmiten la carga a un estrato resistente ubicado bajo la punta.

PILOTES DE DENSIFICACIÓN.- Aquellos que se instalan para densificar el suelo y mejorar las condiciones de cimentación.

PRESIÓN ADMISIBLE.- Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el Artículo 17.

PRESIÓN ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO.- Presión que al ser aplicada por la cimentación adyacente a una estructura, ocasiona un asentamiento diferencial igual al asentamiento admisible. En este caso no es aplicable el concepto de factor de seguridad, ya que se trata de asentamientos.

PRESIÓN DE CONTACTO.- Carga transmitida por las estructuras al terreno en el nivel de cimentación incluyendo el peso propio del cimientado.

PRESIÓN DE TRABAJO.- Sinónimo de presión admisible.

PROFESIONAL RESPONSABLE.- Ingeniero Civil, registrado en el Colegio de Ingenieros del Perú.

PROFUNDIDAD ACTIVA.- Zona del suelo ubicada entre el nivel de cimentación y la isobara (línea de igual presión) correspondiente al 10% de la presión aplicada a la cimentación

TIPO DE SECCIÓN	CRITERIO
CUADRADA	2B
CONTINUA	6,4B

PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN.- Profundidad a la que se encuentra el plano o desplante de la cimentación de una estructura. Plano a través del cual se aplica la carga, referido al nivel del terreno de la obra terminada.

PROPIETARIO.- Persona natural o jurídica que ejerce o ejercerá derecho de propiedad sobre la edificación material del Estudio de Mecánica de Suelos.

RELLENO.- Depósitos artificiales descritos en el Artículo 21.

ROCA.- Material que a diferencia del suelo, no puede ser disgregado o excavado con herramientas manuales.

SOLICITANTE.- Persona natural o jurídica con quien el PR contrata el EMS.

SUELO COLAPSABLE.- Suelos que al ser humedecidos sufren un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

SUELO EXPANSIVO.- Suelos que al ser humedecidos sufren una expansión que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

SUELO ORGANICO.- Suelo de color oscuro que presenta una variación mayor al 25% entre los límites líquidos de la muestra secada al aire y la muestra secada al horno a una temperatura de $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas.

TIERRA DE CULTIVO.- Suelo sometido a labores de labranza para propósitos agrícolas.

ANEXO II NORMA ESPAÑOLA – UNE 103-801-94

GEOTÉCNIA PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPE- SADA

1. OBJETIVO

Esta norma tiene por objeto describir el procedimiento para la realización de la denominada prueba de penetración dinámica superpesada. Con esta prueba se determina la resistencia del terreno a la penetración de un cono cuando es golpeado según el procedimiento establecido.

2. CAMPO DE APLICACIÓN

La prueba de penetración dinámica está especialmente indicada para suelos granulares ⁽¹⁾

Su utilización permite:

- Determinar la resistencia a la penetración dinámica de un terreno.
- Evaluar la compacidad de un suelo granular. Cuando el suelo contenga partículas de tamaños tales ⁽²⁾ que obstaculicen la penetración del cono en el terreno el resultado de la prueba puede no ser representativo.
- Investigar la homogeneidad o anomalías de una capa de suelo.
- Comprobar la situación en profundidad de una capa cuya existencia se conoce.

3. SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

D.P.S.H. Abreviatura de la prueba de penetración dinámica en su procedimiento superpesado, que proviene de su denominación de inglés (DPSH).

N_{20} = Número de golpes necesarios para una penetración del cono en el terreno de 20 cm de profundidad.

R = Anotación a incluir cuando el número de golpes requerido para una penetración de 20 cm es superior a 100 golpes.

4. APARATOS Y MATERIAL NECESARIO

4.1. Cono: Es una pieza de acero cilíndrica que termina en forma cónica con un ángulo de 90° . El cono podrá ser perdido o recuperable con las configuraciones respectivas que se reflejan en la figura 9.

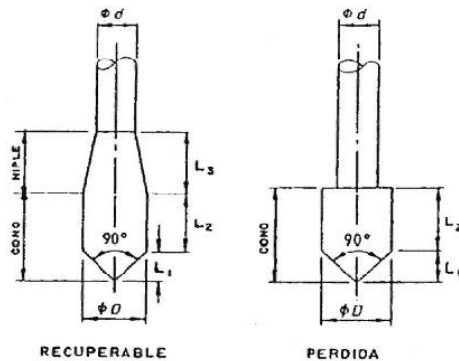


FIG. 9 - Alternativas de cono

4.2. Varillaje: Conjunto de varillas de acero macizas que se utilizan para transmitir la energía de golpeo desde la cabeza del varillaje hasta el cono.

4.3. Maza: Cuerpo de acero de $63,5\text{ kg} \pm 0,5\text{ kg}$ de masa.

4.4. Cabeza de impacto: Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza y que queda unido solidariamente a la parte superior de varillaje, sin que durante el golpeo pueda existir desplazamiento relativo entre ambos.

4.5. Guiadera: Elemento de acero que guía suavemente la maza durante su caída.

4.6. Sistema de elevación y escape: Mecanismo mediante el cual se eleva la maza a una altura de $760\text{ mm} \pm 10\text{ mm}$, se libera y se permite su caída libre por la guiadera hasta la cabeza de impacto. La velocidad de la maza cuando se libere será nula.

⁽¹⁾ La ejecución de pruebas de penetración dinámica debe ser precedida por un reconocimiento mediante sondeos que permita identificar las capas de suelos en el área investigada.

⁽²⁾ La existencia de partículas con tamaño superior a 6 mm puede obstaculizar el avance del cono sin que ello suponga un incremento de compacidad.



4.7. Dispositivos de golpeo: Conjunto de elementos que comprende la maza, la cabeza de impacto, la guadera y el sistema de elevación y escape.

4.8. Martillo de seguridad: Dispositivo de golpeo automático en el que la maza, la cabeza de impacto, la guadera, y el sistema de elevación y escape están integrados en un mismo elemento. Permite izar la maza y liberarla siempre a la misma altura sin producir movimientos sobre el varillaje de forma que la caída por la guadera sea totalmente libre y la energía transferida a la cabeza de impacto sea la misma en todos los golpes. El martillo de seguridad permite igualmente establecer una frecuencia de golpeo uniforme⁽³⁾.

4.9. Guía soporte: Pieza que asegura la verticalidad y el soporte lateral en el tramo del varillaje que sobresale del suelo.

5. DIMENSIONES Y MASAS

En el procedimiento descrito en la Norma los aparatos definidos en el capítulo 4 tendrán las siguientes dimensiones y masas.

Cono

- A = Área nominal de la sección 20 cm²
- D = Diámetro 50,5 mm ± 0,5 mm.
- L₁ = Longitud parte cónica 25 mm ± 0,2 mm.
- L₂ = Longitud parte cilíndrica 50 mm ± 0,5 mm.
- L₃ = Longitud parte troncocónica < 50 mm.

Varillaje

- d = Diámetro – 33 mm ± 2 mm.
- Masa (máx.) – 8kg/m.
- Deflexión (máx.) – 0,2 %⁽⁴⁾
- Excentricidad en las conexiones (máx.) – 0,2 mm.

Dispositivo de golpeo

Maza: Masa – 63,5 kg ± 0,5 kg.

Relación altura L_m al diámetro D_m – $1 \leq L_m/D_m \leq 2$

Altura de caída: 760 mm ± 10 mm.
Cabeza de impacto:
Diámetro d_c – 100 mm < d_c < 0,5 D_m.

Masa total dispositivos de golpeo ≤ 115 kg.

6. INSTRUMENTOS DE MEDIDA

6.1. Contador de golpes: El dispositivo de golpeo utilizado, deberá disponer de un contador automático de golpes.

6.2. Referencia de profundidad: el equipo de penetración deberá incluir una escala de profundidad de avance marcada de forma indeleble y visible.

6.3. Medidor de par: Permitirá la media en N-m del par necesario para girar el varillaje. La capacidad de medida no será inferior a 200 N-m con una graduación de 10 N-m. Su exactitud será comprobada periódicamente.

6.4. Referencia de Verticalidad: Inclinómetro que permitirá observar en grados o en tanto por ciento la desviación de verticalidad del varillaje durante la ejecución de la prueba.

7. PROCEDIMIENTO OPERATIVO

7.1. Selección del punto de ensayo: Con el fin de que no haya habido perturbaciones en el punto de ensayo este debe distanciarse por lo menos metro y medio de cualquier otro punto ya ensayado y en el caso de existir sondeos previos, la separación deberá ser como mínimo de veinticinco diámetros.

7.2. Emplazamiento y conexiones: En el punto seleccionado se emplazará el dispositivo de golpeo de tal forma que el soporte guía y el eje de la guadera queden perfectamente verticales y centrados sobre el punto⁽⁵⁾.

El cono ya acoplado (perdido) o enroscado (recuperable) a un extremo del primer tramo de varillaje, se situará sobre el punto elegido a través del soporte guía, conectando posteriormente el otro extremo de varillaje al dispositivo de golpeo. Una vez efectuada esta conexión se comprobará que:

- El varillaje y la guadera quedan coaxiales.
- Las desviaciones de la verticalidad del primer tramo de varillaje no supera el 2%.
- La longitud libre de varillaje entre el soporte guía y la conexión al dispositivo de golpeo no supera 1,2 m.

7.3. Golpeo y penetración: El golpeo se efectuará con una frecuencia comprendida entre 15 golpes y 30 golpes por minuto registrando el número de golpes necesario para introducir en el terreno el cono cada intervalo de 20 cm. Este número de golpes se anota como N₂₀.

Cuando sea necesario añadir una varilla debe asegurarse que a retirar el dispositivo de golpeo no se introduce movimientos de ascenso o rotación en el varillaje. Se comprobará cuando se añade la varilla que esta queda enroscada a tope y la desviación de su inclinación frente a la vertical no excede de 5%. El tramo que sobresalga a partir del soporte guía no será superior 1,2 m.

Deberán anotarse todas las introducciones mayores de 15 minutos durante todo el proceso de penetración.

7.4. Rotación: Cada metro de penetración debe medirse y anotarse el par necesario para girar el tren de varillaje una vuelta y media⁽⁶⁾. Se considerará que el rozamiento no es significativo por debajo del valor de 10 N.m.

7.5. Finalización de la prueba: La prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones:

- Se alcance la profundidad que previamente se haya establecido.
- Se supere los 100 golpes para una penetración de 20 cm. Es decir N₂₀ > 100.
- Cuando tres valores consecutivos de N₂₀ sean iguales o superiores a 75 golpes.
- El valor del par de rozamiento supere los 200 N.m.

8. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

De cada prueba realizada con arreglo a esta norma se presentará un gráfico como el de la figura 2 en el que se incluyan los siguientes puntos:

Comprobaciones antes de la prueba

- Tipo de cono utilizado. Dimensiones y masa
- Longitud de cada varilla. Masa por metro de varillaje, incluidos nicles de unión.
- Masa de dispositivos de golpeo.
- Fecha y hora de la prueba. Tiempo de duración.

Comprobaciones después de la prueba

- Diámetros del cono.
- Excentricidad y deflexiones del varillaje.

Observaciones

- Interrupciones superiores a 5 min. Pérdidas de verticalidad superiores al 5%. Penetraciones sin golpeo. Obstrucciones temporales, etc.

9. CORRESPONDENCIA CON OTRAS NORMAS

Para la redacción de esta norma se han consultado los documentos y normas que a continuación se relacionan:

- Report of the ISSMFE Technical Comitee on Penetration Testing of Soils 16 with Reference Test Procedures for Dynamic probing super heavy DPSH. Swedish Geotechnical, Linköping, June 1989.
- NFP 94 – 115.(December 1990). Sondage an penetrometre dynamique type B.
- BS 1377: Part 9 (1990) : Dynamic probing super heavy (DPSH).

(3) Utilización de otros dispositivos de golpeo que no cumplan las especificaciones descritas en esta norma implica que pueda obtenerse un número de golpes diferente de N₂₀

(4) Deflexión medida entre extremos de una misma varilla y entre los puntos medios de dos adyacentes.

(5) Debe comprobarse que durante el proceso de golpeo el dispositivo no se desplaza de su posicionamiento inicial. Si es necesario se dispondrán anclajes o soportes.

(6) El par de rozamiento medido debe ser originado exclusivamente por el cono y tren de varillas introducidos en el terreno.

**PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPH
EFECTUADA SEGÚN LA NORMA UNE 103-801-93**

LUGAR: _____

PUNTO: _____

TIPO DE CONO: RECUPERABLE: MASA Kg
 PERDIDO:

FECHA: _____

HORA: _____

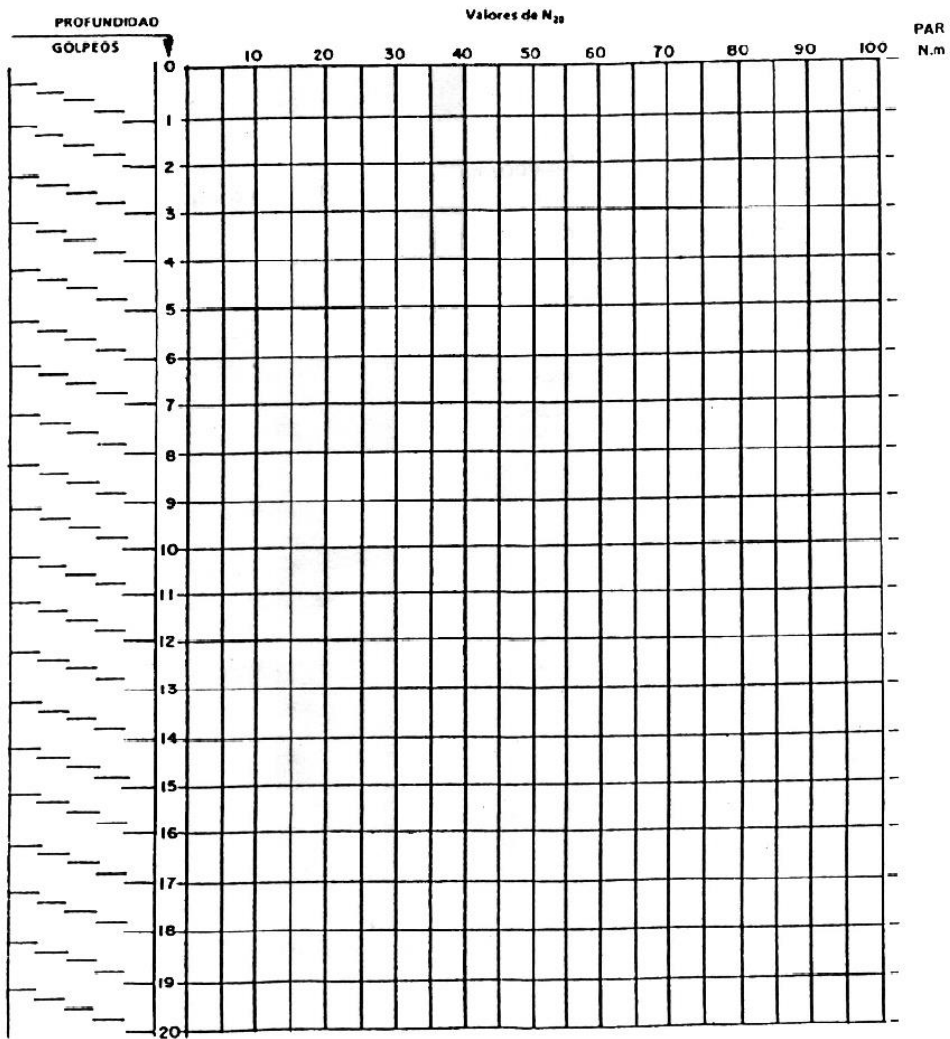
VARILLAJE: DIÁMETRO
 LONGITUD MASA Kg/m

TIEMPO: _____

DURACIÓN: _____

DISPOSITIVO GOLPEO MASA Kg

COTA: _____



OBSERVACIONES _____

Fig. 10

ANEXO 13: NORMA E.060



PERÚ

Ministerio de Vivienda
Construcción y Saneamiento



SENCICO
SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA
LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

NORMA E.060 CONCRETO ARMADO

**LIMA – PERÚ
2009**

PUBLICACIÓN OFICIAL

NORMA E.060 CONCRETO ARMADO
Reglamento Nacional de Edificaciones

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO
Gerencia de Investigación y Normalización
Av. De la Poesía N° 351 San Borja, Lima - Perú
Teléfono: 211 6300 anexo 1160

Primera Edición: Julio 2009
Tiraje: 1000 publicaciones

DIGIGRAF CORP. SA
Av. Petit Thouars 4418 – Miraflores
Teléfono 440 4546

Hecho el Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú N° 2009-07742
ISBN 978-9972-9433-4-8

Derechos Reservados
Prohibida la Reproducción total o parcial de este libro por cualquier
medio sin el permiso expreso del autor.

Impreso en el Perú



DECRETO SUPREMO Nº 010-2009-VIVIENDA

EL PRESIDENTE DE LA REPUBLICA

CONSIDERANDO

Que, el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento de conformidad con la Ley Nº 27792, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, tiene competencia para formular, aprobar, ejecutar y supervisar las políticas de alcance nacional aplicables en materia de vivienda, urbanismo, construcción y saneamiento a cuyo efecto dicta normas de alcance nacional y supervisa su cumplimiento;

Que, mediante Decreto Supremo Nº 015-2004-VIVIENDA, se aprobó el Índice y la Estructura del Reglamento Nacional de Edificaciones, en adelante RNE, aplicable a las Habilitaciones Urbanas y a las Edificaciones, como instrumento técnico – normativo que rige a nivel nacional, y por Decreto Supremo Nº 011-2006-VIVIENDA, se aprobaron sesenta y seis (66) Normas Técnicas del RNE, y se constituyó la Comisión Permanente de Actualización del RNE, a fin que se encargue de analizar y formular las propuestas para su actualización;

Que, con Informes Nº 01 y 02-2009/VIVIENDA/MVU-CPARNE, el Presidente y Secretario Técnico de la Comisión Permanente de Actualización del RNE, eleva las propuestas de modificación de ocho (8) Normas Técnicas del RNE: G.050 Seguridad Durante la Construcción; OS.050 Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano; OS.070 Redes de Agua Residuales; A.010 Condiciones Generales de Diseño; A.120 Accesibilidad para Personas con Discapacidad; E.060 Concreto Armado; EM.040 Instalaciones de Gas y EM.080 Instalaciones con Energía Solar, así como la modificación de los Anexos de la Norma Técnica A.030 Hospedaje y el cambio de denominación de la Norma Técnica A.120; Accesibilidad para Personas con Discapacidad por A.120; Accesibilidad para Personas con Discapacidad y de las Personas Adultas Mayores; las mismas que han sido materia de evaluación y aprobación por la referida Comisión conforme aparece en las Actas respectivas, que se anexan a los Informes citados;

Que, estando a lo informado y a las propuestas de Normas Técnicas, Anexos y cambios de denominación, a que se refiere el considerando precedente, alcanzadas por la Comisión Permanente de Actualización del RNE, resulta necesario disponer la modificación de las mismas con la finalidad de actualizar su contenido;

De conformidad con lo dispuesto en el inciso 8) del artículo 118º de la Constitución Política del Perú, el numeral 3) del artículo 11º de la Ley Nº 29158, Ley Orgánica del Poder Ejecutivo, la Ley Nº 27792 – Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y el Decreto Supremo Nº 002-2002-VIVIENDA modificado por Decreto Supremo Nº 045-2006-VIVIENDA.

DECRETA:

Artículo 1º.- Modificación de denominación de la Norma Técnica A.120 del RNE.

Modifíquese la denominación de la Norma Técnica A.120 del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE, como "Accesibilidad para Personas con Discapacidad y de las Personas Adultas Mayores".

Artículo 2º.- Modificación de ocho (8) Normas Técnicas del RNE. Modifíquese el contenido de ocho (8) Normas Técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE, aprobadas por el Decreto Supremo Nº 011-2006-VIVIENDA, que forman parte integrante del presente Decreto Supremo y cuya relación es la siguiente:

Del Título I "Generalidades"

- G.050 Seguridad Durante la Construcción.

Del Título II "Habilitaciones Urbanas"

- OS.050 Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano.
- OS.070 Redes de Aguas Residuales.

Del Título III "Edificaciones"

- A.010 Condiciones Generales de Diseño.
- A.120 Accesibilidad para Personas con Discapacidad y de las Personas Adultas Mayores.
- E.060 Concreto Armado
- EM.040 Instalaciones de Gas.
- EM.080 Instalaciones con Energía Solar.

Artículo 3º.- Modificación de los Anexos de la Norma Técnica A.030 Hospedaje del RNE.

Modifíquese los Anexos 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de la Norma Técnica A.030 Hospedaje del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE, cuyo detalle forma parte de este dispositivo.

Artículo 4º.- Publicación y Difusión

El contenido de las Normas Técnicas a que se refiere el artículo 2º y los Anexos a que se refiere el artículo 3º del presente Decreto Supremo, serán publicados en el Portal de Internet del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (www.vivienda.gob.pe).

Artículo 5º.- Refrendo

El presente Decreto Supremo será refrendado por la Ministra de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Dado en la Casa de Gobierno, en Lima, a los ocho días del mes de mayo del año dos mil nueve.

ALAN GARCIA PEREZ
Presidente Constitucional de la República

NIDIA VILCHEZ YUCRA
Ministra de Vivienda, Construcción y Saneamiento

SENCCICO



PERÚ

Ministerio de Vivienda
Construcción y Saneamiento



SENCICO
SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA
LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN

**COMITÉ TÉCNICO ESPECIALIZADO
NTE E.060 CONCRETO ARMADO**

Presidente : Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino
Secretario Técnico : Ing. Pablo Medina Quispe

INSTITUCIÓN	REPRESENTANTES
ACI Perú	Ing. Enrique Pasquel Carbajal
COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ Consejo Departamental de Lima	Ing. Carlos Casabonne Rasselet
	Ing. Julio Rivera Feijóo
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ Facultad de Ciencias e Ingeniería	Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino
	Ing. Antonio Blanco Blasco
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Civil	Ing. Luis Vargas Rodríguez
UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL Facultad de Ingeniería Civil	Ing. Roque A. Sánchez Cristóbal
UNIVERSIDAD RICARDO PALMA Facultad de Ingeniería	Ing. Julio Arango Ortíz
SENCICO	Ing. Alejandro Muñoz Peláez
	Ing. José A. Chávez Ángeles

SENCCICO

INDICE

1 CAPITULO 1. REQUISITOS GENERALES	13
1.1 ALCANCE.....	13
1.2 PROYECTO, EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE LA OBRA.....	13
1.3 SISTEMAS NO CONVENCIONALES.....	15
1.4 NORMAS DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CITADOS.....	15
2. CAPÍTULO 2. NOTACIÓN Y DEFINICIONES	16
2.1 NOTACIÓN.....	16
2.2 DEFINICIONES.....	25
3. CAPÍTULO 3. MATERIALES	30
3.1 ENSAYOS DE MATERIALES.....	30
3.2 CEMENTOS.....	30
3.3 AGREGADOS.....	30
3.4 AGUA.....	31
3.5 ACERO DE REFUERZO.....	31
3.6 ADITIVOS.....	34
3.7 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES.....	34
3.8 NORMAS CITADAS.....	35
4. CAPÍTULO 4. REQUISITOS DE DURABILIDAD	36
4.0 ALCANCE.....	36
4.1 RELACIÓN AGUA-MATERIAL CEMENTANTE.....	36
4.2 EXPOSICIÓN A CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO.....	36
4.3 EXPOSICIÓN A SULFATOS.....	38
4.4 PROTECCIÓN DEL REFUERZO CONTRA LA CORROSIÓN.....	38
5 CAPÍTULO 5. CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN	40
5.1 GENERALIDADES.....	40
5.2 DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO.....	40
5.3 DOSIFICACIÓN BASADA EN LA EXPERIENCIA EN OBRA O EN MEZCLAS DE PRUEBA.....	41
5.4 DOSIFICACIÓN CUANDO NO SE CUENTA CON EXPERIENCIA EN OBRA O MEZCLAS DE PRUEBA.....	43
5.5 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN.....	43
5.6 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO.....	43
5.7 PREPARACIÓN DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO.....	45
5.8 MEZCLADO DEL CONCRETO.....	45
5.9 TRANSPORTE DEL CONCRETO.....	45
5.10 COLOCACIÓN DEL CONCRETO.....	46
5.11 PROTECCIÓN Y CURADO.....	46
5.12 REQUISITOS PARA CLIMA FRÍO.....	47
5.13 REQUISITOS PARA CLIMA CÁLIDO.....	47
6. CAPÍTULO 6. ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	48
6.1 DISEÑO DE ENCOFRADOS.....	48
6.2 REMOCIÓN DE ENCOFRADOS, PUNTALES Y REAPUNTALAMIENTO.....	48
6.3 TUBERÍAS Y DUCTOS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO.....	49
6.4 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN.....	50
7. CAPÍTULO 7. DETALLES DEL REFUERZO	51
7.1 GANCHOS ESTÁNDAR.....	51

7.2 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO	51
7.3 DOBLADO	52
7.4 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO	52
7.5 COLOCACIÓN DEL REFUERZO	52
7.6 LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO	53
7.7 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO	54
7.8 DETALLES ESPECIALES DEL REFUERZO PARA COLUMNAS	55
7.9 CONEXIONES	56
7.10 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN	56
7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN	58
7.12 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA	58
7.13 REQUISITOS PARA LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	58
8. CAPÍTULO 8. ANÁLISIS Y DISEÑO - CONSIDERACIONES GENERALES	60
8.1 MÉTODOS DE DISEÑO	60
8.2 CARGAS	60
8.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS	60
8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN ELEMENTOS CONTINUOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	61
8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE	62
8.6 RIGIDEZ	62
8.7 LONGITUD DEL VANO	62
8.8 COLUMNAS	63
8.9 DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA	63
8.10 DISPOSICIONES PARA VIGAS T	63
8.11 DISPOSICIONES PARA LOSAS NERVADAS	64
8.12 ACABADO DE LOS PISOS, REVESTIMIENTOS, ESPESOR DE DESGASTE	64
9. CAPÍTULO 9. REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO	65
9.1 GENERALIDADES	65
9.2 RESISTENCIA REQUERIDA	65
9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO	66
9.4 RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO ESTRUCTURAL	66
9.5 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA EL REFUERZO	67
9.6 CONTROL DE DEFLEXIONES	67
9.7 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS	72
9.8 ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO	73
9.9 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN. CONTROL DE LA FISURACIÓN	73
10. CAPÍTULO 10. FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	76
10.1 ALCANCE	76
10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO	76
10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES	76
10.4 DISTANCIA ENTRE LOS APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	77
10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	77
10.6 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN	78
10.7 VIGAS DE GRAN PERALTE	78
10.8 DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN	78
10.9 LÍMITES DEL REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN	79

10.10 EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN	79
10.11 MOMENTOS MAGNIFICADOS — GENERALIDADES	79
10.12 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL	81
10.13 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL	82
10.14 ELEMENTOS CARGADOS AXIALMENTE QUE SOPORTAN SISTEMAS DE LOSAS	83
10.15 TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVÉS DE LOSAS DE PISO	83
10.16 ELEMENTOS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN	83
10.17 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	85
10.18 FLEXIÓN BIAIXIAL	85
11. CAPÍTULO 11. CORTANTE Y TORSIÓN	87
11.1 RESISTENCIA AL CORTANTE	87
11.2 CONCRETO LIVIANO	88
11.3 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS NO PREESFORZADOS	88
11.4 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS PREESFORZADOS	89
11.5 RESISTENCIA PROPORCIONADA POR EL REFUERZO DE CORTANTE	91
11.6 DISEÑO PARA TORSIÓN	93
11.7 CORTANTE POR FRICCIÓN	99
11.8 VIGAS DE GRAN PERALTE	101
11.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA BRAQUETES	102
11.10 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MUROS	103
11.11 TRANSMISIÓN DE MOMENTOS A LAS COLUMNAS	104
11.12 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS	104
12. CAPÍTULO 12. LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO	109
12.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO — GENERALIDADES	109
12.2 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y DE ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN	109
12.3 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A COMPRESIÓN	111
12.4 DESARROLLO DE PAQUETES DE BARRAS	112
12.5 DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN	112
12.6 ANCLAJE MECÁNICO	113
12.7 LONGITUD DE DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN	114
12.8 DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN	114
12.9 DESARROLLO DE TORONES DE PREESFORZADO	114
12.10 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA FLEXIÓN — GENERALIDADES	115
12.11 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO	115
12.12 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO	116
12.13 DESARROLLO DEL REFUERZO DEL ALMA	116
12.14 EMPALMES DEL REFUERZO — GENERALIDADES	117
12.15 EMPALMES DE ALAMBRES Y BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN	117
12.16 EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN	118
12.17 REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALMES PARA COLUMNAS	119
12.18 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN	119

12.19 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN	119
13. CAPÍTULO 13. LOSAS EN DOS DIRECCIONES	121
13.1 ALCANCE	121
13.2 DEFINICIONES	121
13.3 REFUERZO DE LA LOSA	121
13.4 ABERTURAS EN LOS SISTEMAS DE LOSAS	123
13.5 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	123
13.6 MÉTODO DIRECTO	124
13.7 MÉTODO DE COEFICIENTES PARA LOSAS APOYADAS EN VIGAS O MUROS	128
14. CAPÍTULO 14. MUROS	133
14.1 ALCANCE	133
14.2 GENERALIDADES	133
14.3 REFUERZO MÍNIMO	133
14.4 MUROS DISEÑADOS COMO ELEMENTOS EN COMPRESIÓN	134
14.5 MÉTODO EMPÍRICO DE DISEÑO PARA MUROS DE CARGA	134
14.6 MUROS NO PORTANTES	134
14.7 MUROS EMPLEADOS COMO VIGAS DE CIMENTACIÓN	134
14.8 MUROS DE CONTENCIÓN	134
14.9 MUROS ANCLADOS	135
14.10 ABERTURAS EN MUROS	135
15. CAPÍTULO 15. ZAPATAS	136
15.1 ALCANCE	136
15.2 CARGAS Y REACCIONES	136
15.3 ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES DE FORMA CIRCULAR O DE POLÍGONO REGULAR	136
15.4 MOMENTOS FLECTORES EN ZAPATAS	136
15.5 FUERZA CORTANTE EN ZAPATAS	137
15.6 DESARROLLO DEL REFUERZO EN ZAPATAS	137
15.7 PERALTE MÍNIMO DE LAS ZAPATAS	138
15.8 TRANSMISIÓN DE FUERZAS EN LA BASE DE COLUMNAS, MUROS O PEDESTALES	138
15.9 ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS	139
15.10 ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN	139
16. CAPÍTULO 16. CONCRETO PREFABRICADO	140
16.1 ALCANCE	140
16.2 GENERALIDADES	140
16.3 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS ENTRE ELEMENTOS	140
16.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS	140
16.5 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	141
16.6 DISEÑO DE CONEXIONES Y APOYOS	142
16.7 ELEMENTOS EMBEBIDOS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO	143
16.8 MARCAS E IDENTIFICACIÓN	143
16.9 MANIPULACIÓN	143
16.10 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS	143
17. CAPÍTULO 17. ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDO A FLEXIÓN	144
17.1 ALCANCE	144
17.2 GENERALIDADES	144

17.3 APUNTALAMIENTO.....	144
17.4 RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL.....	144
17.5 RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL.....	144
17.6 ESTRIBOS PARA CORTANTE HORIZONTAL.....	145
18. CAPÍTULO 18. CONCRETO PREESFORZADO.....	146
18.1 ALCANCE.....	146
18.2 GENERALIDADES.....	146
18.3 SUPOSICIONES DE DISEÑO.....	146
18.4 REQUISITOS DE SERVICIO - ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	147
18.5 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFORZADO.....	147
18.6 PÉRDIDAS DE PREESFUERZO.....	148
18.7 RESISTENCIA A FLEXIÓN.....	149
18.8 LÍMITES DEL REFUERZO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	149
18.9 REFUERZO MÍNIMO ADHERIDO.....	150
18.10 ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS.....	151
18.11 ELEMENTOS A COMPRESIÓN – CARGA AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS.....	151
18.12 SISTEMAS DE LOSAS.....	152
18.13 ZONA DE ANCLAJE DE TENDONES POSTENSADOS.....	153
18.14 DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE UN ALAMBRE O BARRAS DE HASTA 16 mm DE DIÁMETRO.....	154
18.15 DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE VARIOS ALAMBRES.....	155
18.16 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE TENDONES DE PREESFORZADO NO ADHERIDOS..	155
18.17 DUCTOS PARA POSTENSADO.....	155
18.18 MORTERO DE INYECCIÓN PARA TENDONES ADHERIDOS.....	156
18.19 PROTECCIÓN DEL ACERO DE PREESFORZADO.....	157
18.20 APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE PREESFORZADO.....	157
18.21 ANCLAJES Y CONECTORES PARA POSTENSADO.....	157
18.22 POSTENSADO EXTERNO.....	157
19. CAPÍTULO 19. CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS.....	158
19.1 ALCANCE Y DEFINICIONES.....	158
19.2 ANÁLISIS Y DISEÑO.....	158
19.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS MATERIALES.....	159
19.4 REFUERZO DE LA CÁSCARA.....	159
19.5 CONSTRUCCIÓN.....	160
20. CAPÍTULO 20. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	161
20.1 GENERALIDADES.....	161
20.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	161
20.3 PROCEDIMIENTO PARA LA PRUEBA DE CARGA.....	161
20.4 APLICACIÓN DE LA CARGA PRUEBA.....	162
20.5 CRITERIO DE ACEPTACIÓN.....	162
20.6 DISPOSICIONES PARA LA ACEPTACIÓN DE CARGAS DE SERVICIO MENORES.....	163
20.7 SEGURIDAD.....	163
21. CAPÍTULO 21. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO.....	164
21.1 DEFINICIONES.....	164
21.2 ALCANCE.....	166

21.3 REQUISITOS GENERALES.....	167
21.4 REQUISITOS PARA VIGAS Y COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I	168
21.5 REQUISITOS PARA LAS VIGAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II.....	171
21.6 REQUISITOS PARA LAS COLUMNAS DE EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II.....	173
21.7 REQUISITOS PARA LOS NUDOS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II.....	176
21.8 REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS CON LOSAS PLANAS SIN VIGAS.....	178
21.9 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO.....	179
21.10 EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	185
21.11 DIAFRAGMAS ESTRUCTURALES	186
21.12 CIMENTACIONES	188
22. CAPÍTULO 22. CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE.....	190
22.1 ALCANCE	190
22.2 LIMITACIONES	190
22.3 JUNTAS	190
22.4 MÉTODO DE DISEÑO.....	191
22.5 DISEÑO POR RESISTENCIA	191
22.6 MUROS.....	192
22.7 ZAPATAS.....	193
22.8 PEDESTALES	194
22.9 ELEMENTOS PREFABRICADOS	194
22.10 CONCRETO CICLOPEO.....	194
ANEXO I - NORMAS CITADAS	196
ANEXO II - EQUIVALENCIA DE FÓRMULAS EN EL SISTEMA MKS	199

CAPÍTULO 1 REQUISITOS GENERALES

- 1.1 ALCANCE**
- 1.1.1** Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple.
- 1.1.2** Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma.
- 1.1.3** Lo establecido en esta Norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.
- 1.1.4** Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, reservorios, depósitos, silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta Norma regirán en lo que sean aplicables.
- 1.1.5** Esta Norma no controla el diseño e instalación de las porciones de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación que quedan enterrados en el suelo, excepto en lo dispuesto en el Capítulo 21.
- 1.1.6** Esta Norma no rige el diseño y la construcción de losas apoyadas en el suelo, a menos que la losa transmita cargas verticales o laterales desde otras partes de la estructura al suelo.
- 1.1.7** El diseño y construcción de losas de concreto estructural, vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como no compuestas, están regidos por esta Norma.
- 1.1.8** Esta Norma no rige para el diseño de losas de concreto estructural vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como compuestas. El concreto usado en la construcción de tales losas debe estar regido por los Capítulos 1 a 7 de esta Norma, en lo que sea aplicable.
- 1.2 PROYECTO, EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE LA OBRA**
- 1.2.1 Requisitos Generales**
- 1.2.1.1** Todas las etapas del proyecto estructural, construcción, supervisión e inspección de la obra deberán ser realizadas por personal profesional y técnico calificado.
- 1.2.1.2** Los cálculos, planos, detalles y especificaciones técnicas deberán llevar la firma de un Ingeniero Civil Colegiado, el cual será el único autorizado a aprobar cualquier modificación a los mismos.
- 1.2.1.3** La construcción deberá ser ejecutada e inspeccionada por ingenieros civiles colegiados, los cuales serán responsables del cumplimiento de lo indicado en los planos y especificaciones técnicas.
- 1.2.2 Proyecto**
- 1.2.2.1** La concepción estructural deberá hacerse de acuerdo a los criterios de estructuración indicados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- 1.2.2.2** La determinación de las cargas actuantes se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.020 Cargas y en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- 1.2.2.3** El Ingeniero Proyectista podrá elegir los procedimientos de análisis. El diseño de la estructura deberá cumplir con los requerimientos de esta Norma.

- 1.2.2.4** Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:
- (a) Relación de las Normas empleadas en el diseño.
 - (b) Carga viva y otras cargas utilizadas en el diseño. De ser el caso, la carga correspondiente a la tabiquería móvil.
 - (c) Resistencia especificada a la compresión del concreto. De ser el caso, se precisarán las resistencias a edades específicas.
 - (d) Resistencia especificada o tipo de acero del refuerzo.
 - (e) Tamaño, localización y refuerzo de todos los elementos estructurales.
 - (f) Detalles de anclajes y empalmes del refuerzo.
 - (g) Ubicación y detallado de todas las juntas de separación con edificaciones vecinas. De ser el caso, se indicarán los detalles y las ubicaciones de las juntas de contracción o expansión.
 - (h) Características de la albañilería, mortero y los detalles de refuerzo de acuerdo a la NTE E.070 Albañilería. De ser el caso, detalles de unión o separación de los muros o tabiques de albañilería.
 - (i) Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado.
 - (j) Resistencia mínima a compresión del concreto en el momento de aplicación del postensado.
 - (k) Secuencia de aplicación de las fuerzas en los tendones de postensado.
- 1.2.3 Ejecución de la obra**
- 1.2.3.1** Para la ejecución de la obra, el Constructor designará al Ingeniero Civil Colegiado que actuará como Ingeniero Residente de la Obra y que lo representará en ella.
- 1.2.3.2** El Constructor ejecutará los trabajos requeridos en la obra de acuerdo a lo indicado en la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.
- 1.2.3.3** Las ocurrencias técnicas de la obra se registrarán en el Cuaderno de Obra, de acuerdo a lo indicado en 1.2.4.4.
- 1.2.4 Supervisión**
- 1.2.4.1** La Supervisión será seleccionada por el propietario para representarlo ante el Constructor.
- 1.2.4.2** La Supervisión tendrá el derecho y la obligación de hacer cumplir la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.
- 1.2.4.3** El Constructor proporcionará a la supervisión todas las facilidades que requiera en la obra para el cumplimiento de sus obligaciones.
- 1.2.4.4** La Supervisión llevará el control del Cuaderno de Obra, en el cual registrará las ocurrencias técnicas. En lo correspondiente a los elementos de concreto armado, los registros de supervisión deben incluir como mínimo:
- (a) Calidad y dosificación de los materiales del concreto y la resistencia del concreto.
 - (b) Colocación y remoción de encofrado y apuntalamientos.
 - (c) Colocación del refuerzo y anclajes.
 - (d) Mezclado, ubicación de las tandas de concreto en la estructura y procedimientos de colocación y curado del concreto.
 - (e) Secuencia de montaje y conexión de elementos prefabricados.
 - (f) Tensado de los tendones del preesforzado.
 - (g) Cargas de construcción significativa aplicada sobre pisos, muros u otros elementos terminados.
 - (h) Avance general de la obra.

- (i) Cuando la temperatura ambiente sea menor que 5° C o mayor que 35° C, debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección dada al concreto durante su colocación y curado.

1.3 SISTEMAS NO CONVENCIONALES

1.3.1 Los promotores de cualquier sistema de construcción dentro del alcance de esta Norma, cuya idoneidad ha sido demostrada por el éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de esta Norma o no esté explícitamente tratado en ella, deberán presentar los estudios en los que se basa su diseño al Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, SENCICO, el cual luego de la evaluación pertinente, propondrá al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento su aprobación.

1.4 NORMAS DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CITADOS

Ver Anexo 1.

SENCICO

CAPÍTULO 2 NOTACIÓN Y DEFINICIONES

2.1 NOTACIÓN

Los términos en esta lista se utilizan en esta Norma.

- a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, mm, Capítulo 10.
- a_v = luz de cortante, igual a la distancia del centro de una carga concentrada a la cara del apoyo para elementos continuos o en voladizo, o al centro del apoyo para elementos simplemente apoyados, mm, Capítulo 11.
- A_b = área de una barra o alambre individual, mm², Capítulos 10, 12.
- A_c = área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante, mm², Capítulo 11.
- A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm², Capítulos 10, 21.
- A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm², Capítulo 11.
- A_{ct} = área de aquella parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta, mm², Capítulo 18.
- A_{cv} = área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada, mm², Capítulo 21.
- A_{cw} = área de la sección de concreto de un segmento vertical individual de un muro, segmento horizontal de un muro o viga de acople, que resiste cortante, mm², Capítulo 21.
- A_f = área del acero de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste el momento amplificado, mm², Capítulo 11.
- A_g = área bruta de la sección, mm². Para una sección con vacíos, es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos, Capítulos 9-11, 14-16, 21, 22.
- A_h = área total de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo principal de tracción en una ménsula o cartela, mm², Capítulo 11.
- A_j = área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo medida en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en el nudo, mm², Capítulo 21.
- A_ℓ = área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm², Capítulo 11.
- $A_{\ell, \min}$ = área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm², Capítulo 11.
- A_n = área de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción N_{uc} , mm², Capítulo 11.
- A_o = área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mm², Capítulo 11.
- A_{oh} = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm², Capítulo 11.
- A_{ps} = área de acero preesforzado en la zona de tracción por flexión, mm², Capítulo 18.
- A_s = área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, mm², Capítulos 10-12, 14, 15, 18.
- A'_s = área del refuerzo longitudinal a compresión, mm²,
- A_{sc} = área de refuerzo principal a tracción en una ménsula o cartela, mm², Capítulo 11.
- A_{sh} = área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión bc , mm², Capítulo 21.

- $A_{s,min}$ = área mínima de refuerzo de flexión, mm^2 , Capítulo 10.
- A_{st} = área total de refuerzo longitudinal no preesforzado (barras o perfiles de acero), mm^2 , Capítulos 10, 21.
- A_{sx} = área del perfil o tubo estructural de acero en una sección compuesta, mm^2 , Capítulo 10.
- A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s , mm^2 , Capítulo 11.
- A_{tr} = área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado, mm^2 , Capítulo 12.
- A_v = área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s , mm^2 , Capítulos 11, 17.
- A_{vd} = área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento con refuerzo en diagonal, mm^2 , Capítulo 21.
- A_{vf} = área de refuerzo de cortante por fricción, mm^2 , Capítulo 11.
- A_{vh} = área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión con un espaciamiento S_2 , mm^2 , Capítulo 11.
- $A_{v,min}$ = área mínima de refuerzo para cortante con un espaciamiento s , mm^2 , Capítulo 11.
- A_1 = área cargada, mm^2 , Capítulos 10, 22.
- A_2 = el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm^2 , Capítulos 10, 22.
- b = ancho de la cara en compresión del elemento, mm, Capítulo 10.
- b_c = dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área, A_{sh} , mm, Capítulo 21.
- b_o = perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, mm, Capítulos 11, 22.
- b_t = ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, mm, Capítulo 11.
- b_v = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por cortante horizontal, mm, Capítulo 17.
- b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm, Capítulos 10-12, 21, 22.
- b_1 = dimensión de la sección crítica b_o medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm, Capítulo 13.
- b_2 = dimensión de la sección crítica b_o medida en dirección perpendicular a b_1 , mm, Capítulo 13.
- B_n = resistencia nominal al aplastamiento, Capítulo 22.
- B_u = carga amplificada de aplastamiento, Capítulo 22.
- c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm, Capítulos 9, 10, 14, 21.
- cb = la menor de la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto o la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan, mm, Capítulo 12.
- C_c = recubrimiento libre del refuerzo, mm, Capítulo 9.

- c_1 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm, Capítulos 11, 13.
- c_2 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección perpendicular a c_1 , mm, Capítulo 13.
- C = constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas, Capítulo 13.
- CE = cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9.
- CL = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9.
- C_m = factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme, Capítulo 10.
- CM = cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 9, 20, 21.
- CS = efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 9, 21.
- CT = efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del concreto de retracción compensada, Capítulo 9.
- CV = cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 9, 20, 21.
- CV_i = carga por viento, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9.
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm, Capítulos 7, 9-12, 14, 17, 18, 21.
- d' = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, mm, Capítulos 9, 18.
- db = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, mm, Capítulos 7, 12, 21.
- dp = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm, Capítulos 11, 18.
- e = base de los logaritmos neperianos, Capítulo 18.
- E_c = módulo de elasticidad del concreto, MPa, Capítulos 8-10, 14, 19.
- E_{cb} = módulo de elasticidad del concreto de la viga, MPa, Capítulo 13.
- E_{cs} = módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa, Capítulo 13.
- EI = rigidez a la flexión de una sección, $N \cdot mm^2$, Capítulo 10.
- E_p = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, MPa, véase, Capítulo 8.
- E_s = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural, MPa, véase 8.5.2, Capítulos 8, 10, 14.
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa, Capítulos 4, 5, 8-12, 14, 18, 19, 21, 22.
- f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del preesforzado inicial, MPa, Capítulos 7, 18.
- f'_{cr} = resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, empleada como base para la dosificación del concreto, MPa, Capítulo 5.

- f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento (compresión diametral) del concreto liviano, MPa, Capítulos 5, 9, 11, 12, 22.
- f_{pc} = esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa. En un elemento compuesto, f_{pc} es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide se encuentra dentro del ala, debido tanto al preesforzado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente, Capítulo 11.
- f_{pe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del preesforzado (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por la cargas aplicadas externamente, MPa, Capítulo 11.
- f_{ps} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, MPa, Capítulos 12, 18.
- f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado, MPa, Capítulos 11, 18.
- f_{py} = resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, MPa, Capítulo 18.
- f_r = módulo de ruptura del concreto, MPa, véase 9.5.2.3, Capítulos 9, 14, 18, Apéndice B.
- f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, MPa, Capítulos 10, 18.
- f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado), MPa, Capítulos 12, 18.
- f_t = esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimada, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, MPa, véase 18.3.3, Capítulo 18.
- f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa, Capítulos 3, 7, 9-12, 14, 17-19, 21.
- f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal, MPa, Capítulos 10-12, 21.
- h = espesor total o altura de un elemento, mm, Capítulos 9-12, 14, 17, 18, 20-22.
- h_m = altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura del segmento de muro considerado, mm, Capítulos 11, 21.
- h_x = espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna, mm, Capítulo 21.
- I = momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4 , Capítulos 10, 11.
- I_b = momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4 , Capítulo 13.
- I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, mm^4 , Capítulos 9, 14.
- I_e = momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, mm^4 , Capítulos 9, 14.
- I_g = momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, mm^4 , Capítulo 9, 10.

- I_s = Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide definido para el cálculo de α_f y β_t , mm⁴, Capítulo 13.
- I_{se} = momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento, mm⁴, Capítulo 10.
- I_{sx} = momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento compuesto, mm⁴, Capítulo 10.
- k = factor de longitud efectiva para elementos en compresión, Capítulos 10, 14.
- K = coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón de preesforzado, Capítulo 18.
- K_{tr} = índice de refuerzo transversal, Capítulo 12.
- ℓ = luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm, Capítulo 9.
- ℓ_a = longitud de anclaje adicional más allá del centro del apoyo o punto de inflexión, mm, Capítulo 12.
- ℓ_c = longitud del elemento en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico, mm, Capítulos 10, 14, 22.
- ℓ_d = longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado o torones de preesfuerzo, mm, Capítulos 7, 12, 19, 21.
- ℓ_{dc} = longitud de desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en compresión, mm, Capítulo 12.
- ℓ_{dg} = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho - punto de tangencia - más el radio interno del doblez y un diámetro de barra), mm, Capítulo 12.
- ℓ_m = longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante, mm, Capítulos 11, 14, 21.
- ℓ_n = luz libre medida entre caras de los apoyos, mm, Capítulos 8, 11, 13, 16, 18, 21.
- ℓ_o = longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial, mm, Capítulo 21.
- ℓ_{px} = distancia, en un elemento de acero de preesfuerzo, desde el extremo del gato al punto bajo consideración, m, Capítulo 18.
- ℓ_t = luz del elemento sometido a la prueba de carga (tomada como la luz menor en sistemas de losas en dos direcciones), mm. La luz es la menor entre la distancia entre los centros de los apoyos, y la distancia libre entre los apoyos más el espesor h del elemento. La luz de un voladizo debe tomarse como el doble de la distancia entre la cara del apoyo y el extremo del voladizo, mm, Capítulo 20.
- ℓ_u = longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión, mm, Capítulo 10.
- ℓ_1 = luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos, mm, Capítulo 13.
- ℓ_2 = luz medida en la dirección perpendicular a ℓ_1 , medida centro a centro de los apoyos, mm, véanse 13.6.2.3 y 13.6.2.4, Capítulo 13.
- M = máximo momento no amplificado debido a cargas de servicio, incluyendo los efectos $P - \Delta$, N.mm, Capítulo 14.

- M_a = momento máximo no amplificado presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión, N.mm, Capítulos 9, 14.
- M_c = momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión, N.mm, Capítulo 10.
- M_{cr} = momento de fisuración, N.mm, Capítulos 9, 14.
- M_{cre} = momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente, N.mm, Capítulo 11.
- M_m = momento amplificado modificado para tener en cuenta el efecto de compresión axial, N.mm, Capítulo 11.
- M_{max} = máximo momento amplificado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, N.mm, Capítulo 11.
- M_n = resistencia nominal a flexión en la sección, N.mm, Capítulos 11, 12, 14, 18, 21, 22.
- M_{nb} = resistencia nominal a flexión de la viga, incluyendo el efecto de la losa cuando está en tracción, que llega a un nudo, N.mm, Capítulo 21.
- M_{nc} = resistencia nominal a flexión de la columna que llega a un nudo, calculada para la carga axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la menor resistencia a flexión, N.mm, Capítulo 21.
- M_o = momento estático total amplificado, N.mm, Capítulo 13.
- M_{pr} = resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de f_y y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1,0, N.mm, Capítulo 21.
- M_s = momento amplificado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable, N.mm, Capítulo 10.
- M_u = momento amplificado en la sección, N.mm, Capítulos 10, 11, 13, 14, 21, 22.
- M_1 = el menor momento amplificado de uno de los extremos de un elemento en compresión, debe tomarse como positivo si el elemento presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble, N.mm, Capítulo 10.
- M_{1ns} = momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1 y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm, Capítulo 10.
- M_{1s} = momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1 y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm, Capítulo 10.
- M_2 = el mayor momento amplificado de uno de los extremos de un elemento en compresión, siempre positivo, N.mm, Capítulo 10.
- $M_{2,min}$ = valor mínimo de M_2 , N.mm, Capítulo 10
- M_{2ns} = momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2 y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm, Capítulo 10.
- M_{2s} = momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2 y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm, Capítulo 10.
- n = número de unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales o anclajes, Capítulos 5, 11, 12, 18.

- N_c = fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no amplificadas, N, Capítulo 18.
- N_u = carga axial amplificada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N, Capítulo 11.
- N_{uc} = fuerza horizontal de tracción amplificada que actúa simultáneamente con V_u en la parte superior de una ménsula o cartela, debe ser tomada como positiva para la tracción, N, Capítulo 11.
- P_{cp} = perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm, Capítulo 11.
- P_h = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado dispuesto para torsión, mm, Capítulo 11.
- P_b = resistencia axial nominal en condiciones de deformación unitaria balanceada, N, Capítulos 9, 10.
- P_c = carga crítica a pandeo, N, Capítulo 10.
- P_n = resistencia axial nominal de la sección transversal, N, Capítulos 9, 10, 14, 22.
- $P_{n,max}$ = máximo valor permitido de P_n , N, Capítulo 10.
- P_o = resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, N, Capítulo 10.
- P_{pj} = fuerza de preesforzado en el extremo del gato, N, Capítulo 18.
- P_{pu} = fuerza amplificada de preesforzado en el dispositivo de anclaje, N, Capítulo 18.
- P_{px} = fuerza de preesforzado evaluada a una distancia ℓ_{px} del extremo del gato, N, Capítulo 18.
- P_u = fuerza axial amplificada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, N, Capítulos 10, 14, 21, 22.
- q_{Du} = carga muerta amplificada por unidad de área, Capítulo 13.
- q_{Lu} = carga viva amplificada por unidad de área, Capítulo 13.
- q_u = carga amplificada por unidad de área, Capítulo 13.
- Q = índice de estabilidad de un piso, Capítulo 10.
- r = radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión, mm, Capítulo 10.
- s = espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, mm, Capítulos 10, 12, 17, 21.
- s_o = espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud ℓ_o , mm, Capítulo 21.
- s_s = desviación estándar de la muestra, MPa, Capítulo 5.
- s_2 = espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal de cortante o torsión, mm, Capítulo 11.
- S_m = módulo elástico de la sección, mm^3 , Capítulo 22.
- t = espesor de una pared de una sección con vacíos, mm, Capítulo 11.
- T_n = resistencia nominal a torsión, N·mm, Capítulo 11.
- T_u = torsión amplificada en la sección, N·mm, Capítulo 11.
- U = resistencia requerida para resistir las cargas amplificadas o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9.

- v_n = esfuerzo resistente nominal de cortante, MPa, Capítulos 11, 21.
- V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, N, Capítulos 8, 11, 13, 21.
- V_{ci} = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento, N, Capítulo 11.
- V_{cw} = resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales de tracción altos en el alma, N, Capítulo 11.
- V_d = fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no amplificada, N, Capítulo 11.
- V_i = fuerza cortante amplificada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con M_{max} , N, Capítulo 11.
- V_n = resistencia nominal a cortante, N, Capítulos 8, 10, 11, 21, 22.
- V_{nh} = resistencia nominal a cortante horizontal, N, Capítulo 17.
- V_p = componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado en una sección, N, Capítulo 11.
- V_s = resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, N, Capítulo 11.
- V_u = fuerza cortante amplificada en la sección, N, Capítulos 11, 13, 17, 21, 22.
- w_c = peso unitario del concreto, kg/m^3 , Capítulos 8, 9.
- w_u = carga amplificada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección, Capítulo 8.
- x = menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm, Capítulo 13.
- y = mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm, Capítulo 13.
- Y_t = distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo, mm, Capítulos 9, 11.
- α = ángulo que define la orientación del refuerzo, Capítulos 11, 21.
- α_f = relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga, Capítulos 9, 13.
- α_{fm} = valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel, Capítulo 9.
- α_{f1} = valor de α_f en la dirección de ℓ_1 , Capítulo 13.
- α_{f2} = valor de α_f en la dirección de ℓ_2 , Capítulo 13.
- α_{px} = cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración, radianes, Capítulo 18.
- α_s = constante usada para calcular V_c en losas y zapatas, Capítulo 11.
- β = relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones, de los lados de una columna; del área de carga concentrada o de reacción o de los lados de una zapata, Capítulos 9, 11, 15, 22.
- β_d = relación utilizada para calcular los momentos magnificados en columnas debidos a las cargas permanentes, Capítulo 10.

- β_p = factor usado para calcular V_c en losas preesforzadas, Capítulo 11.
- β_t = relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos, Capítulo 13.
- β_1 = factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, Capítulos 10, 18.
- γ_f = factor utilizado para determinar el momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna, Capítulos 11, 13, 21.
- γ_s = factor utilizado para determinar la porción del refuerzo que se debe localizar en la banda central de una zapata, Capítulo 15.
- δ_{ns} = factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión, Capítulo 10.
- δ_s = factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja el desplazamiento lateral causado por las cargas gravitacionales y laterales, Capítulo 10.
- δ_u = desplazamiento de diseño, mm, Capítulo 21.
- Δ_o = desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden utilizando valores de rigidez que cumplan con 10.11.1, mm, Capítulo 10.
- Δ_r = diferencia entre las deflexiones inicial y final (después de la remoción de la carga) en una prueba de carga o la repetición de la prueba de carga, mm, Capítulo 20.
- Δ_1 = deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga, mm, Capítulo 20.
- Δ_2 = deflexión máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba, mm, Capítulo 20.
- λ = factor de modificación relacionado con la densidad del concreto, Capítulos 11, 12, 17-19.
- $\lambda\Delta$ = factor para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo, Capítulo 9.
- μ = coeficiente de fricción, Capítulo 11.
- μ_p = coeficiente de fricción por curvatura en postensado, Capítulo 18.
- ξ = factor que depende del tiempo para cargas sostenidas, Capítulo 9.
- ρ = cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd , Capítulos 11, 13, 21.
- ρ' = cuantía del refuerzo $A's$ evaluada sobre el área bd , Capítulo 9.
- ρ_b = cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.
- ρ_ℓ = relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo, Capítulos 11, 14, 21.
- ρ_p = cuantía de refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área bd_p , Capítulo 18.
- ρ_s = relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido hasta el diámetro exterior de la espiral), Capítulos 10, 21.

- ρ_l = cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo, Capítulos 11, 14, 21.
- ρ_v = relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto, Capítulo 17.
- ρ_w = cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w d$, Capítulo 11.
- ϕ = factor de reducción de resistencia, véase 9.3, Capítulos 8, 11, 13, 14, 17, 22.
- Ψ_e = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tratamiento superficial del refuerzo, Capítulo 12.
- Ψ_s = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo, Capítulo 12.
- Ψ_t = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo, Capítulo 12.
- ω = índice del refuerzo a tracción, Capítulo 18.
- ω' = índice del refuerzo a compresión, Capítulo 18.

2.2 DEFINICIONES

A continuación se definen los términos de uso general en esta Norma.

Ábaco — Engrosamiento de la losa en su apoyo sobre la columna. La proyección del ábaco por debajo de la losa debe ser de por lo menos una cuarta parte del espesor de la losa fuera del ábaco.

Acero de preesforzado — Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estos elementos, utilizado para aplicar fuerzas de preesforzado al concreto.

Acero extremo en tracción — Refuerzo (preesforzado o no preesforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Aditivo — Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto, y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

Aditivo acelerante — Sustancia que al ser añadida el concreto, mortero o lechada, acorta el tiempo de fraguado, incrementando la velocidad de desarrollo inicial de resistencia.

Aditivo incorporador de aire — Es el aditivo cuyo propósito es incorporar aire en forma de burbujas esféricas uniformemente distribuidas en la mezcla, con la finalidad principal de hacerlo resistente a las heladas.

Aditivo retardador — Aditivo que prolonga el tiempo de fraguado.

Agregado — Material granular, de origen natural o artificial, como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero hidráulico.

Agregado denominado Hormigón — Material compuesto de grava y arena empleado en su forma natural de extracción.

Agregado Fino — Agregado proveniente de la desintegración natural o artificial, que pasa el tamiz 9,5 mm (3/8").

Agregado Grueso — Agregado retenido en el tamiz 4,75 mm (Nº 4), proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas.

Agregado liviano — Agregado con una densidad cuando está seco y suelto de 1100 kg/m^3 o menos.

Arena — Agregado fino, proveniente de la desintegración natural de las rocas.

Capitel — Ensanche de la parte superior de la columna.

Carga de servicio — La carga (sin amplificar) especificada en la Norma NTE. E.020 Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones del cual esta Norma forma parte.

Carga amplificada o factorizada — La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de esta Norma.

Cemento — Material pulverizado que por adición de una cantidad conveniente de agua forma una pasta aglomerante capaz de endurecer, tanto bajo el agua como en el aire. Quedan excluidas las cales hidráulicas, las cales aéreas y los yesos.

Cemento Portland — Producto obtenido por la pulverización del clinker portland con la adición eventual de sulfato de calcio. Se admite la adición de otros productos que no excedan del 1% en peso del total siempre que la norma correspondiente establezca que su inclusión no afecta las propiedades del cemento resultante. Todos los productos adicionados deberán ser pulverizados conjuntamente con el clinker.

Cemento Portland Puzolánico — Es el cemento Portland que presenta un porcentaje adicionado de puzolana.

Columna — Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión.

Concreto — Mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto estructural — Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo al concreto simple y al concreto reforzado.

Concreto armado o reforzado — Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero, preesforzado o no, especificada en los Capítulos 1 al 21.

Concreto simple — Concreto estructural sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

Concreto estructural liviano — Concreto con agregado liviano que cumple con lo especificado en 3.3, y tiene una densidad de equilibrio, determinada por "Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete" (ASTM C 567), que no excede 1850 kg/m^3 . En esta Norma, un concreto liviano sin arena natural se llama "concreto liviano en todos sus componentes" y un concreto liviano en el que todo el agregado fino sea arena de peso normal se llama "concreto liviano con arena de peso normal".

Concreto de Peso Normal — Es un concreto que tiene un peso aproximado de 2300 Kg/m^3 .

Concreto Ciclópeo — Es el concreto simple en cuya masa se incorporan piedras grandes.

Concreto de Cascote — Es el constituido por cemento, agregado fino, cascote de ladrillo y agua.

Concreto Premezclado — Es el concreto que se dosifica en planta, que puede ser mezclado en la misma o en camiones mezcladores y que es transportado a obra.

Concreto Preesforzado — Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.

Dispositivo de Anclaje — En postensado, el dispositivo usado para transferir la fuerza de postensado desde el acero de preesforzado al concreto.

Ducto de Postensado — Ducto (liso o corrugado) para colocar el acero de preesforzado que se requiere para aplicar el postensado.

Elementos compuestos de concreto sometidos a flexión — Elementos conformados por dos o más partes interconectadas de tal manera que responden a las cargas como una unidad. Estas partes pueden ser prefabricadas o construidas en obra, en etapas separadas.

Envoltura para tendones de preesfuerzo no adheridos (Sheating) — Material que encapsula el acero de preesforzado para impedir la adherencia del acero de preesforzado al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener la envoltura inhibidora de la corrosión.

Estribo — Refuerzo colocado perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal, empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural. Los estribos también cumplen función de control del pandeo de las barras longitudinales y de confinamiento al concreto.

Fricción por curvatura — Fricción que resulta de los dobleces o la curvatura del trazado especificado de los tendones de preesforzado.

Fricción por desviación involuntaria — En concreto preesforzado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de preesforzado de su perfil especificado.

Fuerza de tensado del gato — En concreto preesforzado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensar el acero de preesforzado.

Grava — Agregado grueso, proveniente de la desintegración natural de los materiales pétreos. Se encuentra comúnmente en canteras y lechos de ríos, depositado en forma natural.

Junta de contracción — Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de las diferentes partes de la estructura.

Junta de expansión — Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación de fisuras en otro lugar del concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

Longitud embebida — Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo — Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de preesforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

Longitud de transferencia — Longitud embebida del torón de preesforzado en el concreto que se requiere para transferir el preesfuerzo efectivo al concreto.

Losa — Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.

Materiales Cementantes — Materiales que se especifican en el Capítulo 3, que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como el cemento Pórtland, los cementos hidráulicos adicionados y los cementos expansivos, o

dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, microsílíce, y escoria granulada de alto horno o ambos.

Módulo de elasticidad — Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

Muro estructural — Elemento estructural, generalmente vertical empleado para encerrar o separar ambientes, resistir cargas axiales de gravedad y resistir cargas perpendiculares a su plano proveniente de empujes laterales de suelos o líquidos.

Muro de corte o Placa — Muro estructural diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por cargas laterales.

Mortero de Cemento — Es la mezcla constituida por cemento, agregados predominantemente finos y agua.

Pasta de Cemento — Es una mezcla de cemento y agua.

Pedestal — Elemento vertical en compresión que tiene una relación entre la altura sin apoyo y el promedio de la menor dimensión lateral no mayor a 3.

Peralte efectivo o Altura útil de la sección (d) — La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tracción.

Piedra Triturada o Chancada — Agregado grueso, obtenido por trituración artificial de rocas o gravas.

Pórtico resistente a momentos — Pórtico en el cual los elementos y los nudos resisten las cargas a través de flexión, cortante y fuerza axial.

Postensado — Método de preesforzado en el cual el acero de preesforzado se tensa después que el concreto ha endurecido.

Preesforzado efectivo — Esfuerzo en el acero de preesforzado después que han ocurrido todas las pérdidas.

Pretensado — Método en el cual el acero de preesforzado se tensa antes de la colocación del concreto.

Puntales — Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para soportar el peso del encofrado, del concreto y de las cargas de construcción sobre ellos.

Puntales de reapuntamiento — Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de concreto u otro elemento estructural después que el encofrado y los puntales originales han sido retirados de un área significativa, permitiendo así que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de los puntales de reapuntamiento.

Refuerzo — Material que cumple con lo especificado en 3.5, excluyendo el acero de preesforzado, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo corrugado — Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre, que cumplan con 3.5.3.

Refuerzo electrosoldado de alambre — Elementos de refuerzo compuestos por alambres lisos o corrugados, que cumplen con ASTM A 82 o A 496, respectivamente, fabricados en forma de mallas de acuerdo con ASTM A 185 o A 497M, respectivamente.

Refuerzo en espiral — Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica.

Refuerzo liso — Refuerzo que no cumple con la definición de refuerzo corrugado. Véase 3.5.4.

Resistencia a la fluencia — Resistencia a la fluencia mínima especificada o punto de fluencia del refuerzo. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas (NTP) aplicables, con las modificaciones de 3.5 de esta Norma.

Resistencia a la tracción por hendimiento o compresión diametral (f_{ct}) (Splitting tensile strength) — Resistencia a la tracción del concreto determinada de acuerdo con ASTM C 496M, tal como se describe en "Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete" (ASTM C 330).

Resistencia de diseño — Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que corresponda.

Resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c) — Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones del Capítulo 5, expresada en MPa. Cuando dicha cantidad esté bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en MPa.

Resistencia Nominal — Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta Norma, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia.

Resistencia Requerida — Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en esta Norma.

Tendón — En aplicaciones de preesforzado, el tendón es el acero preesforzado. En las aplicaciones de postensado, el tendón es el conjunto completo consistente en anclajes, acero preesforzado y ductos para aplicaciones no adheridas o ductos inyectados con mortero para aplicaciones adheridas.

Tendón de Preesfuerzo Adherido — Tendón en el que el acero de preesforzado está adherido al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección.

Tendón de Preesfuerzo no Adherido — Tendón en el que se impide que el acero de preesforzado se adhiera al concreto y queda libre para moverse con respecto al concreto. La fuerza de preesforzado se trasmite en forma permanente al concreto solamente en los extremos del tendón a través de los anclajes.

Transferencia — Operación de transferir los esfuerzos del acero de preesforzado desde los gatos o del banco de tensado al elemento de concreto.

Viga — Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante.

Zona de Anclaje — En elementos postensados, la porción del elemento en la cual la distribución de esfuerzos normales se ve afectada por la concentración de esfuerzos producida por el anclaje. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de la sección transversal del elemento. En anclajes localizados lejos del extremo de un elemento, la zona de anclaje incluye la zona perturbada delante y detrás del dispositivo de anclaje.

Zona de Tracción Precomprimida — Porción de un elemento preesforzado donde ocurriría tracción producida por flexión si la fuerza de preesfuerzo no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta, bajo carga muerta y viva no amplificadas.

CAPÍTULO 3 MATERIALES

3.1 ENSAYOS DE MATERIALES

3.1.1 La Supervisión o la autoridad competente podrá ordenar, en cualquier etapa de ejecución del proyecto, el ensayo de cualquier material empleado en las obras de concreto, con el fin de determinar si corresponde a la calidad especificada.

3.1.2 El muestreo y los ensayos de materiales y del concreto deben hacerse de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas - NTP correspondientes.

3.2 CEMENTOS

3.2.1 El cemento debe cumplir con los requisitos de las NTP correspondientes.

3.2.2 El cemento empleado en la obra debe corresponder al que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del concreto.

3.3 AGREGADOS

3.3.1 Los agregados para concreto deben cumplir con las NTP correspondientes.

Los agregados que no cumplan con los requisitos indicados en las NTP, podrán ser utilizados siempre que el Constructor demuestre, a través de ensayos y por experiencias de obra, que producen concretos con la resistencia y durabilidad requeridas.

3.3.2 El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a ninguna de:

- (a) 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado.
- (b) 1/3 de la altura de la losa, de ser el caso.
- (c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Estas limitaciones se pueden omitir si se demuestra que la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto se puede colocar sin la formación de vacíos o "cangrejeras".

3.3.3 Los agregados que no cuenten con un registro o aquellos provenientes de canteras explotadas directamente por el Contratista, podrán ser aprobados por la Supervisión si cumplen con los ensayos normalizados que considere convenientes. Este procedimiento no invalida los ensayos de control de lotes de agregados en obra.

3.3.4 Los agregados fino y grueso deberán ser manejados como materiales independientes. Cada una de ellos deberá ser procesado, transportado, manipulado, almacenado y pesado de manera tal que la pérdida de finos sea mínima, que mantengan su uniformidad, que no se produzca contaminación por sustancias extrañas y que no se presente rotura o segregación importante en ellos.

3.3.5 Los agregados a ser empleados en concretos que vayan a estar sometidos a procesos de congelación y deshielo y no cumplan con el acápite 5.2.2 de la NTP 400.037 podrán ser utilizados si un concreto de propiedades comparables, preparado con agregado del mismo origen, ha demostrado un comportamiento satisfactorio cuando estuvo sometido a condiciones de intemperismo similares a las que se esperan.

3.3.6 El agregado fino podrá consistir de arena natural o manufacturada, o una combinación de ambas. Sus partículas serán limpias, de perfiles preferentemente angulares, duros, compactos y resistentes. Deberá estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

3.3.7 El agregado grueso podrá consistir de grava natural o triturada. Sus partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular o semi-angular, duras, compactas, resistentes y de textura preferentemente rugosa; deberá estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

- 3.3.8** La granulometría seleccionada para el agregado deberá permitir obtener la máxima densidad del concreto con una adecuada trabajabilidad en función de las condiciones de colocación de la mezcla.
- 3.3.9** El lavado de los agregados se deberá hacer con agua potable o agua libre de materia orgánica, sales y sólidos en suspensión.
- 3.3.10** El agregado denominado "hormigón" corresponde a una mezcla natural de grava y arena. El "hormigón" sólo podrá emplearse en la elaboración de concretos con resistencia en compresión no mayor de 10 MPa a los 28 días. El contenido mínimo de cemento será de 255 Kg/m³. El hormigón deberá estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, sales, álcalis, materia orgánica y otras sustancias dañinas para el concreto. En lo que sea aplicable, se seguirán para el hormigón las recomendaciones indicadas para los agregados fino y grueso.
- 3.4 AGUA**
- 3.4.1** El agua empleada en la preparación y curado del concreto deberá ser, de preferencia, potable.
- 3.4.2** Se podrán utilizar aguas no potables sólo si:
- Están limpias y libres de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica y otras sustancias que puedan ser dañinas al concreto, acero de refuerzo o elementos embebidos.
 - La selección de las proporciones de la mezcla de concreto se basa en ensayos en los que se ha utilizado agua de la fuente elegida.
 - Los cubos de mortero para ensayos, hechos con agua no potable, deben tener resistencias a los 7 y 28 días, de por lo menos 90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse en morteros idénticos, excepto por el agua de mezclado, preparados y ensayados de acuerdo con la NTP 334.051.
- 3.4.3** Las sales u otras sustancias nocivas presentes en los agregados y/o aditivos deberán sumarse a las que pueda aportar el agua de mezclado para evaluar el contenido total de sustancias inconvenientes.
- 3.4.4** La suma de los contenidos de ión cloruro presentes en el agua y en los demás componentes de la mezcla (agregados y aditivos) no deberán exceder los valores indicados en la Tabla 4.5 del Capítulo 4.
- 3.4.5** El agua de mar sólo podrá emplearse en la preparación del concreto si se cuenta con la autorización del Ingeniero Proyectista y de la Supervisión. No se utilizará en los siguientes casos:
- Concreto armado y preesforzado.
 - Concretos con resistencias mayores de 17 MPa a los 28 días.
 - Concretos con elementos embebidos de fierro galvanizado o aluminio.
 - Concretos con un acabado superficial de importancia.
- 3.4.6** No se utilizará en el curado del concreto ni en el lavado del equipo, aquellas aguas que no cumplan con los requisitos anteriores.
- 3.4.7** El agua de mezclado para concreto preesforzado o para concreto que contenga elementos de aluminio embebidos, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruros. Véase 4.4.1.
- 3.5 ACERO DE REFUERZO**
- 3.5.1** El refuerzo debe ser corrugado, excepto en los casos indicados en 3.5.4. Se puede utilizar refuerzo consistente en perfiles de acero estructural o en tubos y elementos tubulares de acero de acuerdo con las limitaciones de esta Norma.

- 3.5.2** El refuerzo que va a ser soldado así como el procedimiento de soldadura, el cual deberá ser compatible con los requisitos de soldabilidad del acero que se empleará, deberán estar indicados en los planos y especificaciones del proyecto, así como la ubicación y tipo de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo. La soldadura de barras de refuerzo debe realizarse de acuerdo con "*Structural Welding Code – Reinforcing Steel*", ANSI/AWS D1.4 de la American Welding Society. Las normas ASTM para barras de refuerzo, excepto la ASTM A 706M (NTP 339.186:2008) deben ser complementadas con un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de ANSI/AWS D1.4.
- 3.5.3 Refuerzo corrugado**
- 3.5.3.1** Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas:
- (a) "HORMIGON (CONCRETO) barras de acero al carbono con resaltes y lisas para hormigón (concreto) armado. Especificaciones" (NTP 341.031);
 - (b) "HORMIGON (CONCRETO) barras con resaltes y lisas de acero de baja aleación para hormigón (concreto) armado. Especificaciones" (NTP 339.186)
- 3.5.3.2** Las barras corrugadas deben cumplir con una de las NTP enumeradas en 3.5.3.1, excepto que para barras con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%. Véase 9.5. La resistencia a la fluencia debe corresponder a la determinada por las pruebas de barras de sección transversal completa.
- 3.5.3.3** Las mallas electrosoldadas de barras corrugadas deben ajustarse a "*Standard Specification for Fabricated Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement*" (ASTM A 184M). Las barras utilizadas deben cumplir con NTP 341.031 ó NTP 339.186
- 3.5.3.4** El alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la NTP 341.068 excepto que el diámetro del alambre no debe ser menor que 5,5 mm y para el alambre con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%.
- 3.5.3.5** Las mallas electrosoldadas de alambre liso deben cumplir con la NTP 350.002 excepto que para alambre con un f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas en más de 300 mm en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzo de alambre electrosoldado utilizado como estribos de acuerdo con 12.13.2.
- 3.5.3.6** Las mallas electrosoldadas de alambre corrugado deben cumplir con "*Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement Deformed, for Concrete*" (ASTM A 497M), excepto que para alambres con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm, en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzos de alambre electrosoldado utilizados como estribos de acuerdo con 12.13.2.
- 3.5.3.7** Las barras de refuerzo galvanizadas deben cumplir con "*Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement*" (ASTM A 767M). Las barras de refuerzo con recubrimiento epóxico deben cumplir con "*Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars*" (ASTM A 775M) o con "*Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars*" (ASTM A 934M). Las barras que se vayan a galvanizar o a recubrir con epóxico deben cumplir con una de las normas citadas en 3.5.3.1.
- 3.5.3.8** Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con "*Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement*" (ASTM A 884M). Los alambres que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con 3.5.3.4 y el refuerzo electrosoldado de alambre que se vaya a recubrir con epóxico debe cumplir con 3.5.3.5 ó 3.5.3.6.

3.5.4 Refuerzo liso

3.5.4.1 El refuerzo liso debe cumplir con una de las normas citadas en 3.5.3.1. Las barras y alambres lisos sólo se permiten en los siguientes casos:

- (a) Espirales: como refuerzo transversal para elementos en compresión o en torsión y como refuerzo de confinamiento en empalmes;
- (b) Acero de preesfuerzo;
- (c) Refuerzo por cambios volumétricos en losas nervadas que cumplan con 8.11. El diámetro de este refuerzo no deberá ser mayor de 1/4".

3.5.4.2 Los alambres lisos para refuerzo en espiral deben cumplir con "Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 82), excepto que para alambres con f_y superior a 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%.

3.5.5 Acero de preesfuerzo

3.5.5.1 El acero preesforzado debe cumplir con una de las normas siguientes:

- (a) Alambre que cumpla con "Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete" (ASTM A 421M).
- (b) Alambre de baja relajación que cumpla con "Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete", incluyendo el suplemento "Low-Relaxation Wire" (ASTM A 421M).
- (c) Torón que cumpla con "Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete" (ASTM A 416M).
- (d) Barra que cumpla con "Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressed Concrete" (ASTM A 722M).

3.5.5.2 Los alambres, los torones y las barras que no figuran específicamente en las normas ASTM A 421M, A 416M, ó A 722M, se pueden usar, siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas normas, y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que estos.

3.5.6 Acero estructural

3.5.6.1 El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo en elementos compuestos sometidos a compresión que cumpla con los requisitos de 10.16.7 ó 10.16.8, debe ajustarse a una de las siguientes normas:

- (a) "Standard Specification for Carbon Structural Steel" (ASTM A 36M).
- (b) "Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel" (ASTM A 242M).
- (c) "Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel" (ASTM A 572M).
- (d) "Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50 ksi, (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in. (100 mm) Thick" (ASTM A 588M).
- (e) "Standard Specification for Structural Steel Shapes" (ASTM A 992M).

3.5.6.2 Para elementos compuestos sometidos a compresión, que estén formados por un tubo de acero relleno de concreto, que cumpla con los requisitos de 10.16.6, el tubo debe cumplir con una de las siguientes normas:

- (a) Grado B de "Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless" (ASTM A 53M).
- (b) "Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes" (ASTM A 500).
- (c) "Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing" (ASTM A 501).

3.6 ADITIVOS

- 3.6.1** Los aditivos que se usen en el concreto deben someterse a la aprobación de la Supervisión.
- 3.6.2** Debe demostrarse que el aditivo utilizado en obra es capaz de mantener esencialmente la misma composición y comportamiento que el producto usado para establecer la dosificación del concreto de acuerdo con lo especificado en 5.2.
- 3.6.3** El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en concreto preesforzado, en concreto que contenga aluminio embebido o en concreto construido en encofrados permanentes de acero galvanizado. Véanse 4.3.2 y 4.4.1.
- 3.6.4** Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con la NTP 334.089.
- 3.6.5** Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, y reductores de agua y acelerantes, deben cumplir con la NTP 334.088 ó con "*Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete*" (ASTM C 1017M).
- 3.6.6** Las cenizas volantes u otras puzolanas que se empleen como aditivos deben cumplir con la NTP 334.104.
- 3.6.7** La escoria molida granulada de alto horno utilizada como aditivo debe cumplir con "*Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars*" (ASTM C 989).
- 3.6.8** Los aditivos usados en la fabricación de concreto que contenga cemento expansivo de acuerdo a la NTP 334.156, deben ser compatibles con este cemento y no producir efectos nocivos.
- 3.6.9** La microsílíce usada como aditivo debe cumplir con la NTP 334.087.

3.7 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

- 3.7.1** El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materias extrañas.
- 3.7.2** Ningún material que se haya deteriorado o contaminado debe utilizarse en la elaboración del concreto.
- 3.7.3** Para el almacenamiento del cemento se adoptarán las siguientes precauciones:
- (a) No se aceptarán en obra bolsas de cemento cuyas envolturas estén deterioradas o perforadas.
 - (b) El cemento en bolsas se almacenará en obra en un lugar techado, fresco, libre de humedad, sin contacto con el suelo. Se almacenará en pilas de hasta 10 bolsas y se cubrirá con material plástico u otros medios de protección.
 - (c) El cemento a granel se almacenará en silos metálicos cuyas características deberán impedir el ingreso de humedad o elementos contaminantes.
- 3.7.4** Los agregados se almacenarán o apilarán de manera de impedir la segregación de los mismos, su contaminación con otros materiales o su mezcla con agregados de características diferentes.
- 3.7.5** Las barras de acero de refuerzo, alambre, tendones y ductos metálicos se almacenarán en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad, tierra, sales, aceite y grasas.

3.7.6 Los aditivos serán almacenados siguiendo las recomendaciones del fabricante. Se impedirá la contaminación, evaporación o deterioro de los mismos. Los aditivos líquidos serán protegidos de temperaturas de congelación y de cambios de temperatura que puedan afectar sus características. Los aditivos no deberán ser almacenados en obra por un período mayor de seis meses desde la fecha del último ensayo. En caso contrario, deberán reensayarse para evaluar su calidad antes de su empleo. Los aditivos cuya fecha de vencimiento se haya cumplido no serán utilizados.

3.8 NORMAS CITADAS

Las Normas Técnicas Peruanas (NTP), las normas de la *American Society for Testing and Materials* – ASTM y las normas de la *American Welding Society* - AWS citadas se consideran parte de esta Norma.

SENCICO

CAPÍTULO 4 REQUISITOS DE DURABILIDAD

4.0 ALCANCE

Esta Norma no incluye disposiciones para las condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o a altas temperaturas, ni cubre condiciones estéticas tales como el acabado de las superficies del concreto. Estas condiciones, que están fuera del alcance de esta Norma, deberán estar cubiertas de manera particular en las especificaciones del proyecto.

Los componentes del concreto y sus proporciones deben ser seleccionados de manera que se pueda cumplir con los requisitos mínimos establecidos en esta Norma y con los requisitos adicionales de los documentos del proyecto.

4.1 RELACIÓN AGUA - MATERIAL CEMENTANTE

4.1.1 Las relaciones agua-material cementante especificadas en las Tablas 4.2 y 4.4 se calculan usando el peso del cemento que cumpla con la NTP 334.009, 334.082, 334.090 ó 334.156, más el peso de las cenizas volantes y otras puzolanas que cumplan con la NTP 334.104, el peso de la escoria que cumpla con la Norma ASTM C 989 y la microsílíce que cumpla con la NTP 334.087, si las hay. Cuando el concreto esté expuesto a productos químicos descongelantes, en 4.2.3 se limita adicionalmente la cantidad de ceniza volante, puzolana, microsílíce, escoria o la combinación de estos materiales.

4.2 EXPOSICIÓN A CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO

4.2.1 Los concretos de peso normal y los de pesos livianos expuestos a condiciones de congelamiento y deshielo o a productos químicos descongelantes deben tener aire incorporado, con el contenido total de aire indicado en la Tabla 4.1. La tolerancia en el contenido total de aire incorporado debe ser de $\pm 1,5\%$. Para concretos con f_c mayor de 35 MPa, se puede reducir el aire incorporado indicado en la Tabla 4.1 en 1%.

**TABLA 4.1
CONTENIDO TOTAL DE AIRE PARA CONCRETO RESISTENTE AL CONGELAMIENTO**

Tamaño máximo nominal del agregado* (mm)	Contenido de aire (en porcentaje)	
	Exposición severa	Exposición moderada
9,5	7,5	6,0
12,5	7,0	5,5
19,0	6,0	5,0
25,0	6,0	4,5
37,5	5,5	4,5
50,0**	5,0	4,0
75,0**	4,5	3,5

* Véase la Norma ASTM C 33 para las tolerancias en agregados de mayor tamaño para diversos tamaños nominales máximos.

** Estos contenidos de aire se aplican a la mezcla total, al igual que para los tamaños precedentes de agregado. Sin embargo, al ensayar estos concretos, se retira el agregado mayor de 37,5 mm sacándolo con la mano o mediante cribado y se determina el contenido de aire en la fracción de la mezcla de menos de 37,5 mm (la tolerancia en el contenido de aire incorporado se aplica a este valor). El contenido de aire de la mezcla total se calcula a partir del valor determinado en la fracción de menos de 37,5 mm.

En la Tabla 4.1, una exposición severa es cuando, en un clima frío, el concreto puede estar en contacto casi constante con la humedad antes de congelarse o cuando se emplean sales descongelantes. Ejemplos de esto son pavimentos, tableros de puentes, aceras, estacionamientos, y tanques para agua.

Una exposición moderada es cuando, en clima frío, el concreto esté expuesto ocasionalmente a humedad antes de congelarse y cuando no se usen sales descongelantes. Ejemplos de esto son algunos muros exteriores, vigas y losas que no están en contacto directo con el suelo.

- 4.2.2** Los concretos expuestos a las condiciones especiales de exposición señaladas en la Tabla 4.2 deben cumplir con las relaciones máximas agua-material cementante y con la resistencia mínima f^c señaladas en ésta. Además, el concreto que va estar expuesto a productos químicos descongelantes debe cumplir con las limitaciones indicadas en 4.2.3.

TABLA 4.2
REQUISITOS PARA CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN

Condición de la exposición	Relación máxima agua - material cementante (en peso) para concretos de peso normal *	f^c mínimo (MPa) para concretos de peso normal o con agregados ligeros*
Concreto que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua.	0,50	28
Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo en condición húmeda o a productos químicos descongelantes.	0,45	31
Para proteger de la corrosión el refuerzo de acero cuando el concreto está expuesto a cloruros provenientes de productos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o a salpicaduras del mismo origen.	0,40	35

* Cuando se utilicen las Tablas 4.2 y 4.4 simultáneamente, se debe utilizar la menor relación máxima agua-material cementante aplicable y el mayor f^c mínimo.

- 4.2.3** Para concretos que van a estar expuestos a productos químicos descongelantes, el peso máximo de las cenizas volantes, otras puzolanas, microsilíce o las escorias incluidas en el concreto, no debe exceder los porcentajes respecto al peso total de materiales cementantes dados en la Tabla 4.3.

TABLA 4.3
REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A PRODUCTOS QUÍMICOS DESCONGELANTES

Materiales cementantes	Porcentaje Máximo del total de materiales cementantes en peso*
Cenizas volantes u otras puzolanas que cumplen la NTP 334.104	25
Escoria que cumple ASTM C 989	50
Microsilíce que cumple la NTP 334.087	10
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria y microsilíce.	50**
Total de cenizas volantes u otras puzolanas y microsilíce	35**

* El total de materiales cementantes también incluye cementos de acuerdo a las NTP 334.009, 334.082, 334.090 y 334.156.

Los porcentajes máximos indicados incluyen:

- Las cenizas volantes u otras puzolanas presentes en cementos adicionados tipo IP o I(PM), según las NTP 334.082 ó 334.090.
- La escoria usada en la fabricación de cementos adicionados tipo IS o I(SM), según las NTP 334.082 ó 334.090.
- El humo de sílice, según la NTP 334.087, presente en cementos adicionados

** Las cenizas volantes u otras puzolanas y la microsilíce no deben constituir más del 25% y 10%, respectivamente, del peso total de materiales cementantes.

4.3 EXPOSICIÓN A SULFATOS

4.3.1 El concreto que va a estar expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos debe cumplir con los requisitos de la Tabla 4.4. El concreto debe estar hecho con un cemento que proporcione resistencia a los sulfatos y que tenga una relación agua-material cementante máxima y un f_c mínimo según la Tabla 4.4.

Además de la selección apropiada del cemento, son esenciales otros requisitos para lograr concretos durables expuestos a concentraciones de sulfatos, tales como: baja relación agua - material cementante, resistencia, adecuado contenido de aire, bajo asentamiento, adecuada compactación, uniformidad, recubrimiento adecuado del refuerzo y suficiente curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del concreto.

TABLA 4.4
REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄) presente en el suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO ₄) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Relación máxima agua - material cementante (en peso) para concretos de peso normal*	f_c mínimo (MPa) para concretos de peso normal y ligero*
Insignificante	$0,0 \leq SO_4 < 0,1$	$0 \leq SO_4 < 150$	—	—	—
Moderada**	$0,1 \leq SO_4 < 0,2$	$150 \leq SO_4 < 1500$	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0,50	28
Severa	$0,2 \leq SO_4 < 2,0$	$1500 \leq SO_4 < 10000$	V	0,45	31
Muy severa	$2,0 < SO_4$	$10000 < SO_4$	Tipo V más puzolana***	0,45	31

* Cuando se utilicen las Tablas 4.2 y 4.4 simultáneamente, se debe utilizar la menor relación máxima agua-material cementante aplicable y el mayor f_c mínimo.

** Se considera el caso del agua de mar como exposición moderada.

*** Puzolana que se ha comprobado por medio de ensayos, o por experiencia, que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen cemento tipo V.

4.3.2 El cloruro de calcio no debe emplearse como aditivo en concretos sometidos a exposición a sulfatos severa o muy severa, tal como se definen en la Tabla 4.4.

4.4 PROTECCIÓN DEL REFUERZO CONTRA LA CORROSIÓN

4.4.1 Para la protección contra la corrosión del refuerzo de acero en el concreto, las concentraciones máximas de iones cloruro solubles en agua en el concreto endurecido a edades que van de 28 a 42 días, provenientes de los ingredientes (incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos) no deben exceder los límites de la Tabla 4.5. Cuando se lleven a cabo ensayos para determinar el contenido de iones cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayo deben cumplir los requisitos establecidos en la NTP 334.148.

TABLA 4.5
CONTENIDO MÁXIMO DE IONES CLORURO PARA LA PROTECCIÓN CONTRA LA
CORROSIÓN DEL REFUERZO

Tipo de elemento	Contenido máximo de iones de cloruro solubles en agua en el concreto (porcentaje en peso del cemento)
Concreto preesforzado	0,06
Concreto armado que en servicio estará expuesto a cloruros	0,15
Concreto armado que en servicio estará seco o protegido contra la humedad	1,00
Otras construcciones de concreto armado	0,30

- 4.4.2** Cuando el concreto con refuerzo vaya a estar expuesto a cloruros de químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras de las mismas, deben cumplirse los requisitos de la Tabla 4.2 para la máxima relación agua-material cementante y valor mínimo de $f'c$, y los requisitos de recubrimiento mínimo del concreto de 7.7. Para tendones preesforzados sin adherencia, véase 18.16.

CAPÍTULO 5 CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN

5.1 GENERALIDADES

5.1.1 El concreto debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión, f'_{cr} , según se establece en 5.3.2, y debe satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo 4. El concreto debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferiores a f'_{c} , como se establece en 5.6.3.3.

La resistencia mínima del concreto estructural, f'_{c} , diseñado y construido de acuerdo con esta Norma no debe ser inferior a 17 MPa.

5.1.2 Los requisitos para f'_{c} deben basarse en ensayos de probetas cilíndricas, confeccionadas y ensayadas como se establece en 5.6.3.

5.1.3 A menos que se especifique lo contrario, f'_{c} debe basarse en los resultados de ensayos realizados a los 28 días. Si se requieren resultados a otra edad, ésta debe indicarse en los planos y especificaciones del proyecto.

5.1.4 Cuando se use concreto liviano y los criterios de diseño de 9.6.2.3 ó 11.2 indican un valor de resistencia a la tracción del concreto, determinada por compresión diametral, (*split test*), deben realizarse ensayos de laboratorio de acuerdo con "Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete" (ASTM C 330) para establecer el valor de f_{ct} correspondiente a f'_{c} .

5.1.5 Los ensayos de resistencia a la tracción por flexión o por compresión diametral (*split test*) no deben emplearse como base para la aceptación del concreto en obra.

5.1.6 Se considera como un ensayo de resistencia al promedio de las resistencias de dos probetas cilíndricas hechas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de f'_{c} .

5.1.7 Para la selección del número de muestras de ensayo, se considerará como "clase de concreto" a:

- (a) Cada una de las diferentes calidades de concreto requeridas por resistencia en compresión.
- (b) Para una misma resistencia en compresión, cada una de las diferentes calidades de concreto obtenidas por variaciones en el tamaño máximo del agregado grueso, modificaciones en la granulometría del agregado fino o utilización de cualquier tipo de aditivo.
- (c) El concreto producido por cada uno de los equipos de mezclado utilizados en la obra.

5.2 DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO

5.2.1 La dosificación de los materiales para el concreto debe establecerse para permitir que:

- (a) Se logre la trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.
- (b) Se logre resistencia a las condiciones especiales de exposición a las que pueda estar sometido el concreto, según lo requerido en el Capítulo 4.
- (c) Se cumpla con los requisitos de los ensayos de resistencia de 5.6.

5.2.2 Cuando se empleen materiales diferentes para distintas partes de una misma obra, debe evaluarse cada una de las combinaciones de ellos.

5.2.3 La dosificación del concreto debe establecerse de acuerdo con 5.3 ó alternativamente con 5.4 y se deben cumplir las exigencias correspondientes del Capítulo 4.

5.3 DOSIFICACIÓN BASADA EN LA EXPERIENCIA EN OBRA O EN MEZCLAS DE PRUEBA

5.3.1 Desviación estándar

5.3.1.1 Cuando se dispone de registros de ensayos, debe establecerse la desviación estándar de la muestra, S_s . Los registros de ensayos a partir de los cuales se calcula S_s , deben cumplir las siguientes condiciones:

- Deben representar los materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas. Las variaciones en los materiales y en las proporciones dentro de la muestra no deben haber sido más restrictivas que las de la obra propuesta.
- Deben representar a concretos producidos para lograr una resistencia o resistencias especificadas, dentro del rango de ± 7 MPa de f'_c .
- Deben consistir en al menos 30 ensayos consecutivos, o de dos grupos de ensayos consecutivos totalizando al menos 30 ensayos como se define en 5.6.2.3, excepto por lo especificado en 5.3.1.2.

5.3.1.2 Cuando no se dispone de registros de ensayos que se ajusten a los requisitos de 5.3.1.1, pero sí se tenga un registro basado en 15 a 29 ensayos consecutivos, se debe establecer la desviación estándar de la muestra, S_s , como el producto de la desviación estándar calculada de la muestra por el factor de modificación de la Tabla 5.1. Para que sean aceptables, los registros de ensayos deben ajustarse a los requisitos (a) y (b) de 5.3.1.1, y deben representar un solo registro de ensayos consecutivos que abarquen un período no menor de 45 días calendarios consecutivos.

TABLA 5.1
FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA CUANDO SE DISPONE DE MENOS DE 30 ENSAYOS

Número de ensayos (*)	Factor de modificación para la desviación estándar de la muestra (+) (emplear Tabla 5.3)
Menos de 15	
15	1,16
20	1,08
25	1,03
30 o más	1,00

(*) Se permite interpolar para un número de ensayos intermedios.

(+) Desviación estándar de la muestra modificada, S_s , para usar en la determinación de la resistencia promedio requerida, f'_{cr} , de 5.3.2.1.

5.3.2 Resistencia promedio requerida

5.3.2.1 La resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , usada como base para la dosificación del concreto debe ser determinada según la Tabla 5.2, empleando la desviación estándar, S_s , calculada de acuerdo con 5.3.1.1 o con 5.3.1.2.

TABLA 5.2
RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'_c \leq 35$	Usar el mayor valor obtenido de las ecuaciones (5-1) y (5-2): $f'_{cr} = f'_c + 1,34 S_s$ (5-1) $f'_{cr} = f'_c + 2,33 S_s - 3,5$ (5-2)
$f'_c > 35$	Usar el mayor valor obtenido de las ecuaciones (5-1) y (5-3): $f'_{cr} = f'_c + 1,34 S_s$ (5-1) $f'_{cr} = 0,90 f'_c + 2,33 S_s$ (5-3)

- 5.3.2.2** Cuando una instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos de resistencia en obra para el cálculo de S_y que se ajusten a los requisitos de 5.3.1.1 o de 5.3.1.2, f'_{cr} debe determinarse de la Tabla 5.3, y la documentación relativa a la resistencia promedio debe cumplir con los requisitos de 5.3.3.

TABLA 5.3
RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO NO HAY DATOS
DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'_c < 21$	$f'_{cr} = f'_c + 7,0$
$21 \leq f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_c + 8,5$
$f'_c > 35$	$f'_{cr} = 1,1 f'_c + 5,0$

5.3.3 Documentación de la resistencia promedio a la compresión

La documentación que justifique que la dosificación propuesta para el concreto producirá una resistencia promedio a la compresión igual o mayor que la resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , (véase 5.3.2), debe consistir en un registro de ensayos de resistencia en obra, en varios registros de ensayos de resistencia o en mezclas de prueba.

- 5.3.3.1** Cuando se empleen registros de ensayos para demostrar que las dosificaciones propuestas para el concreto producirán la resistencia promedio requerida f'_{cr} (véase 5.3.2), dichos registros deben representar los materiales y condiciones similares a las esperadas. Los cambios en los materiales, condiciones y dosificaciones dentro de los registros de ensayos no deben ser más restrictivos que los de la obra propuesta. Con el propósito de documentar la resistencia promedio potencial, pueden aceptarse registros de ensayos que consistan en menos de 30, pero no menos de 10 ensayos consecutivos siempre que abarquen un período no menor de 45 días. La dosificación requerida para el concreto puede establecerse por interpolación entre las resistencias y las dosificaciones de dos o más registros de ensayo, siempre y cuando cumpla con los otros requisitos de esta Sección.

- 5.3.3.2** Cuando no se dispone de un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, se permite que la dosificación del concreto se establezca con mezclas de prueba que cumplan con las siguientes restricciones:

- (a) Los materiales deben ser los propuestos para la obra.
- (b) Las mezclas de prueba cuyas dosificaciones y consistencias son las requeridas para la obra propuesta deben prepararse empleando al menos tres relaciones agua-material cementante o contenidos de cemento diferentes que produzcan un rango de resistencias que abarquen f'_{cr} .
- (c) Las mezclas de prueba deben dosificarse para producir un asentamiento (*slump*) dentro de ± 20 mm del máximo permitido, y para concreto con aire incorporado, dentro de $\pm 0.5\%$ del máximo contenido de aire permitido.
- (d) Para cada relación agua-material cementante o contenido de material cementante deben confeccionarse y curarse al menos tres probetas cilíndricas para cada edad de ensayo de acuerdo con "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory" (ASTM C 192M). Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para determinar f'_c .
- (e) A partir de los resultados de los ensayos de las probetas cilíndricas debe construirse una curva que muestre la correspondencia entre la relación agua-material cementante o el contenido de material cementante, y la resistencia a compresión a la edad de ensayo determinada.
- (f) La máxima relación agua-material cementante o el mínimo contenido de material cementante para el concreto que vaya a emplearse en la obra propuesta debe ser el que indique la curva para producir el valor de f'_{cr} requerido por 5.3.2, a no ser que de acuerdo con el Capítulo 4 se indique una relación agua-material cementante menor o una resistencia mayor.

5.4 DOSIFICACIÓN CUANDO NO SE CUENTA CON EXPERIENCIA EN OBRA O MEZCLAS DE PRUEBA

5.4.1 Si los datos requeridos por 5.3 no están disponibles, la dosificación del concreto debe basarse en otras experiencias o información con la aprobación del profesional responsable de la obra y de la Supervisión. La resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , del concreto producido con materiales similares a aquellos propuestos para su uso debe ser al menos 8,5 MPa mayor que f'_c . Esta alternativa no debe ser usada si el f'_c especificado es mayor que 35 MPa.

5.4.2 El concreto dosificado de acuerdo con esta sección debe ajustarse a los requisitos de durabilidad del Capítulo 4 y a los criterios para ensayos de resistencia a compresión de 5.6.

5.5 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN

En la medida que se disponga de más datos durante la construcción, se permitirá reducir la cantidad por la cual la resistencia promedio requerida, f'_{cr} , debe exceder de f'_c siempre que:

- (a) Se disponga de 30 o más ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda el requerido por 5.3.2.1, empleando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con la 5.3.1.1, o se disponga de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por 5.3.2.1, utilizando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con 5.3.1.2.
- (b) Se cumpla con los requisitos de exposición especial del Capítulo 4.

5.6 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO

5.6.1 El concreto debe ensayarse de acuerdo con los requisitos de 5.6.2 a 5.6.5. Los ensayos de concreto fresco realizados en la obra, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra, la preparación de probetas que se vayan a ensayar en laboratorio y el registro de temperaturas del concreto fresco mientras se preparan las probetas para los ensayos de resistencia debe ser realizado por técnicos calificados en ensayos de campo. Todos los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio calificados.

5.6.2 Frecuencia de los ensayos

5.6.2.1 Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto colocado cada día deben tomarse no menos de una vez al día, ni menos de una vez por cada 50 m³ de concreto, ni menos de una vez por cada 300 m² de superficie de losas o muros. No deberá tomarse menos de una muestra de ensayo por cada cinco camiones cuando se trate de concreto premezclado.

5.6.2.2 Cuando en un proyecto dado el volumen total de concreto sea tal que la frecuencia de ensayos requerida por 5.6.2.1 proporcione menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de concreto, los ensayos deben hacerse por lo menos en cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar, o en cada una cuando se empleen menos de cinco tandas.

5.6.2.3 Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de dos probetas cilíndricas confeccionadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de f'_c .

5.6.3 Probetas curadas en laboratorio

5.6.3.1 Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con "Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete" (ASTM C 172).

5.6.3.2 Las probetas cilíndricas para los ensayos de resistencia deben ser fabricadas y curadas en laboratorio de acuerdo con "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field" (ASTM C 31M), y deben ensayarse de acuerdo con "Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", (ASTM C 39M).

5.6.3.3 La resistencia de una clase determinada de concreto se considera satisfactoria si cumple con los dos requisitos siguientes:

- (a) Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a f'_c .
- (b) Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) es menor que f'_c en más de 3,5 MPa cuando f'_c es 35 MPa o menor, o en más de 0,1 f'_c cuando f'_c es mayor a 35 MPa.
- 5.6.3.4** Cuando no se cumpla con al menos uno de los dos requisitos de 5.6.3.3, deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia. Cuando no se satisfaga 5.6.3.3 (b), deben observarse los requisitos de 5.6.5.
- 5.6.4 Probetas curadas en obra**
- 5.6.4.1** Si lo requiere la Supervisión, deben realizarse ensayos de resistencia de probetas cilíndricas curadas en condiciones de obra.
- 5.6.4.2** El curado de las probetas bajo condiciones de obra deberá realizarse en condiciones similares a las del elemento estructural al cual ellas representan, y éstas deben moldearse al mismo tiempo y de la misma muestra de concreto que las probetas a ser curadas en laboratorio. Deben seguirse las indicaciones de "*Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field*" (ASTM C 31M).
- 5.6.4.3** Los procedimientos para proteger y curar el concreto deben mejorarse cuando la resistencia de las probetas cilíndricas curadas en la obra, a la edad de ensayo establecida para determinar f'_c , sea inferior al 85% de la resistencia de los cilindros correspondientes curados en laboratorio. La limitación del 85% no se aplica cuando la resistencia de aquellos que fueron curados en la obra exceda a f'_c en más de 3,5 MPa.
- 5.6.5 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia**
- 5.6.5.1** Si algún ensayo de resistencia (véase 5.6.2.3) de cilindros curados en el laboratorio es menor que f'_c en más de los valores dados en 5.6.3.3 (b) o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia en la protección y curado (véase 5.6.4.3), deben tomarse medidas para asegurar que no se pone en peligro la capacidad de carga de la estructura.
- 5.6.5.2** Si se confirma la posibilidad que el concreto sea de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga se redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos (testigos perforados) extraídos de la zona en cuestión de acuerdo con "*Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete*" (ASTM C 42M). En esos casos deben tomarse tres núcleos por cada resultado del ensayo de resistencia que sea menor que los valores señalados en 5.6.3.3 (b).
- 5.6.5.3** Los núcleos deben prepararse para su traslado y almacenamiento, secando el agua de perforación de la superficie del núcleo y colocándolos dentro de recipientes o bolsas herméticas inmediatamente después de su extracción. Los núcleos deben ser ensayados después de 48 horas y antes de los 7 días de extraídos, a menos que el profesional responsable apruebe un plazo distinto.
- 5.6.5.4** El concreto de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos es por lo menos igual al 85% de f'_c y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75% de f'_c . Cuando los núcleos den valores erráticos de resistencia, se deberán extraer núcleos adicionales de la misma zona.
- 5.6.5.5** Si los criterios de 5.6.5.4 no se cumplen y si la seguridad estructural permanece en duda, podrán ejecutarse pruebas de carga de acuerdo con el Capítulo 20 para la parte dudosa de la estructura o adoptar otras medidas según las circunstancias.

5.7 PREPARACIÓN DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO

5.7.1 La preparación previa a la colocación del concreto debe incluir lo siguiente:

- (a) Las cotas y dimensiones de los encofrados y los elementos estructurales deben corresponder con las de los planos.
- (b) Las barras de refuerzo, el material de las juntas, los anclajes y los elementos embebidos deben estar correctamente ubicados.
- (c) Todo equipo de mezclado y transporte del concreto debe estar limpio.
- (d) Deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el concreto.
- (e) El encofrado debe estar recubierto con un desmoldante adecuado.
- (f) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el concreto, deben estar adecuadamente humedecidas.
- (g) El refuerzo debe estar completamente libre de hielo o de otros recubrimientos perjudiciales.
- (h) El agua libre debe ser retirada del lugar de colocación del concreto antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo para colocación bajo agua o que lo permita la Supervisión.
- (i) La superficie del concreto endurecido debe estar libre de lechada y de otros materiales perjudiciales o deleznable antes de colocar concreto adicional sobre ella.

5.8 MEZCLADO DEL CONCRETO

5.8.1 La medida de los materiales en la obra deberá realizarse por medios que garanticen la obtención de las proporciones especificadas.

5.8.2 Todo concreto debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales. La mezcladora debe descargarse completamente antes de volverla a cargar.

5.8.3 El concreto premezclado debe mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de "*Standard Specification for Ready-Mixed Concrete*" (ASTM C 94M) o "*Standard Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing*" (ASTM C 685M).

5.8.4 El concreto preparado en obra se debe mezclar de acuerdo con lo siguiente:

- (a) El concreto deberá ser mezclado en una mezcladora capaz de lograr una combinación total de los materiales, formando una masa uniforme dentro del tiempo especificado y descargando el concreto sin segregación.
- (b) El mezclado debe hacerse en una mezcladora de un tipo aprobado.
- (c) La mezcladora debe hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante.
- (d) El mezclado debe efectuarse por lo menos durante 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según "*Standard Specification for Ready-Mixed Concrete*" (ASTM C 94M).
- (e) El manejo, la dosificación y el mezclado de los materiales deben cumplir con las disposiciones aplicables de "*Standard Specification for Ready-Mixed Concrete*" (ASTM C 94M).
- (f) Debe llevarse un registro detallado para identificar:
 - (1) Número de tandas de mezclado producidas.
 - (2) Dosificación del concreto producido.
 - (3) Ubicación de depósito final en la estructura.
 - (4) Hora y fecha del mezclado y de la colocación.

5.9 TRANSPORTE DEL CONCRETO

5.9.1 El concreto debe ser transportado desde la mezcladora hasta el sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de material.

5.9.2 El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de concreto en el sitio de colocación sin segregación de los componentes y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación.

5.10 COLOCACIÓN DEL CONCRETO

- 5.10.1** El concreto debe ser depositado lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.
- 5.10.2** La colocación debe efectuarse a una velocidad tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre el refuerzo. El proceso de colocación deberá efectuarse en una operación continua o en capas de espesor tal que el concreto no sea depositado sobre otro que ya haya endurecido lo suficiente para originar la formación de juntas o planos de vaciado dentro de la sección.
- 5.10.3** No se debe colocar en la estructura el concreto que haya endurecido parcialmente o que se haya contaminado con materiales extraños.
- 5.10.4** No se debe utilizar concreto al que después de preparado se le adicione agua, ni que haya sido mezclado después de su fraguado inicial, a menos que sea aprobado por la Supervisión.
- 5.10.5** Una vez iniciada la colocación del concreto, ésta debe ser efectuada en una operación continua hasta que se termine el llenado del tramo o paño, definido por sus límites o juntas predeterminadas, de acuerdo con lo indicado en 6.4.
- 5.10.6** Cuando se necesiten juntas de construcción, éstas deben hacerse de acuerdo con 6.4.
- 5.10.7** Todo concreto debe ser compactado cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación y debe ser acomodado por completo alrededor del refuerzo y de los elementos embebidos y en las esquinas del encofrado. Los vibradores no deberán usarse para desplazar lateralmente el concreto en los encofrados.

5.11 PROTECCIÓN Y CURADO

- 5.11.1** A menos que se empleen métodos de protección adecuados autorizados por la Supervisión, el concreto no deberá ser colocado durante lluvias, nevadas o granizadas. No se permitirá que el agua de lluvia incremente el agua de mezclado o dañe el acabado superficial del concreto.
- 5.11.2** La temperatura del concreto al ser colocado no deberá ser tan alta como para causar dificultades debidas a pérdida de asentamiento, fragua instantánea o juntas frías. Además, no deberá ser mayor de 32° C.
- 5.11.3** Cuando la temperatura interna del concreto durante el proceso de hidratación exceda el valor de 32° C, deberán tomarse medidas para proteger al concreto, las mismas que deberán ser aprobadas por la Supervisión.
- 5.11.4** La temperatura de los encofrados metálicos y el acero de refuerzo no deberá ser mayor de 50° C.
- 5.11.5** A menos que el curado se realice de acuerdo con 5.11.7, el concreto debe mantenerse a una temperatura por encima de 10° C y permanentemente húmedo por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación (excepto para concreto de alta resistencia inicial).
- 5.11.6** El concreto de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10° C y permanentemente húmedo por lo menos los 3 primeros días, excepto cuando se cure de acuerdo con 5.11.7.
- 5.11.7** El curado por vía húmeda podrá ser sustituido por cualquier otro medio de curado, siempre que se demuestre que la resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, sea por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga. Así mismo, el procedimiento de curado debe ser tal que produzca un concreto con una durabilidad equivalente al menos a la que se obtendría efectuando el curado de acuerdo a 5.11.5 ó 5.11.6.

5.11.8 Curado acelerado

5.11.8.1 El curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, u otro proceso aceptado, puede emplearse para acelerar el desarrollo de resistencia y reducir el tiempo de curado.

5.11.8.2 El curado acelerado debe proporcionar una resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga y produzca un concreto con una durabilidad equivalente al menos a la que se obtendría efectuando el curado de acuerdo a 5.11.5 ó 5.11.6.

5.11.9 Cuando lo requiera la Supervisión, deben realizarse ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con 5.6.4, para asegurar que el curado sea satisfactorio.

5.12 REQUISITOS PARA CLIMA FRÍO

5.12.1 Para los fines de esta Norma se considera como clima frío a aquel en que, en cualquier momento del vaciado, la temperatura ambiente pueda estar por debajo de 5° C.

5.12.2 Durante el proceso de colocación, se tomarán adicionalmente las siguientes precauciones:

- (a) El concreto deberá fabricarse con aire incorporado, de acuerdo a lo especificado en el Capítulo 4.
- (b) Deberá tenerse en obra equipo adecuado para calentar el agua y/o el agregado, así como para proteger el concreto cuando la temperatura ambiente esté por debajo de 5° C.
- (c) En el caso de usar concretos de alta resistencia, el tiempo de protección no será menor de 4 días.
- (d) Todos los materiales integrantes del concreto, así como las barras de refuerzo, material de relleno y suelo con el cual el concreto ha de estar en contacto deberán estar libres de nieve, granizo y hielo.
- (e) Los materiales congelados, así como aquellos que tienen hielo, no deberán ser empleados.

5.12.3 Cuando la temperatura del medio ambiente es menor de 5° C, la temperatura del concreto ya colocado deberá ser mantenida sobre 10° C durante el periodo de curado.

5.12.4 Se tomarán precauciones para mantener al concreto dentro de la temperatura requerida sin que se produzcan daños debidos a la concentración de calor. No se utilizarán dispositivos de combustión durante las primeras 24 horas, a menos que se tomen precauciones para evitar la exposición del concreto a gases que contengan bióxido de carbono.

5.13 REQUISITOS PARA CLIMA CÁLIDO

5.13.1 Para los fines de esta Norma se considera clima cálido cualquier combinación de alta temperatura ambiente, baja humedad relativa y alta velocidad del viento, que tienda a perjudicar la calidad del concreto fresco o endurecido.

5.13.2 Durante el proceso de colocación del concreto en climas cálidos, deberá darse adecuada atención a la temperatura de los ingredientes, así como a los procesos de producción, manejo, colocación, protección y curado a fin de prevenir en el concreto, temperaturas excesivas que pudieran impedir alcanzar la resistencia requerida o el adecuado comportamiento del elemento estructural.

5.13.3 A fin de evitar altas temperaturas en el concreto, pérdidas de asentamiento, fragua instantánea o formación de juntas, podrán enfriarse los ingredientes del concreto antes del mezclado o utilizar hielo, en forma de pequeños gránulos o escamas, como sustituto de parte del agua del mezclado.

5.13.4 En climas cálidos se deberán tomar precauciones especiales en el curado para evitar la evaporación del agua de la mezcla.

CAPÍTULO 6 ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

6.1 DISEÑO DE ENCOFRADOS

- 6.1.1 Los encofrados deberán permitir obtener una estructura que cumpla con los perfiles, niveles, alineamientos y dimensiones de los elementos según lo indicado en los planos de diseño y en las especificaciones.
- 6.1.2 Los encofrados deberán ser suficientemente herméticos para impedir la fuga del mortero.
- 6.1.3 Los encofrados deben estar adecuadamente arriostrados o amarrados entre si, de tal manera que conserven su posición y forma.
- 6.1.4 Los encofrados y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no dañen a las estructuras previamente construidas.
- 6.1.5 El diseño de los encofrados debe tomar en cuenta los siguientes factores:
- (a) La velocidad y los métodos de colocación del concreto;
 - (b) Todas las cargas de construcción, incluyendo las de impacto;
 - (c) Los requisitos de los encofrados especiales necesarios para la construcción de cáscaras, losas plegadas, domos, concreto arquitectónico u otros tipos de elementos;
- 6.1.6 Los encofrados para elementos de concreto preesforzado deben estar diseñados y construidos de tal manera que permitan los movimientos del elemento sin causarle daños durante la aplicación de la fuerza de preesforzado.

6.2 REMOCIÓN DE ENCOFRADOS, PUNTALES Y REAPUNTALAMIENTO

6.2.1 Desencofrado

Los encofrados deben retirarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o condiciones de servicio de la estructura. El concreto expuesto por el desencofrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por las operaciones de desencofrado.

Para determinar el tiempo de desencofrado deben considerarse todas las cargas de construcción y las posibles deflexiones que estas ocasionen. Debe considerarse que las cargas de construcción pueden ser tan altas como las cargas vivas de diseño y que, a edades tempranas, una estructura de concreto puede ser capaz de resistir las cargas aplicadas pero puede deformarse lo suficiente como para causar un daño permanente en la estructura.

6.2.2 Retiro de puntales y reapuntalamiento

Los requisitos de 6.2.2.1 a 6.2.2.3 se deben cumplir en la construcción de vigas y losas excepto cuando se construyan apoyadas sobre el terreno.

- 6.2.2.1 Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para la remoción de los apuntalamientos, para la instalación de los reapuntalamientos y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso. Debe considerarse lo siguiente:
- (a) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del concreto empleados en la planificación e implementación del desencofrado y retiro de apuntalamientos deben ser entregados por el constructor a la supervisión cuando ésta lo requiera;
 - (b) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con los encofrados y apuntalamientos aun existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, podrán apoyarse cargas de construcción sobre ella o desencofrarse cualquier porción de la estructura.
 - (c) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrado y la resistencia del concreto. La resistencia del concreto debe estar basada en ensayos de probetas curadas en obra o, cuando lo apruebe la supervisión, en otros procedimientos para evaluar la resistencia del concreto.

- 6.2.2.2** No se deben aplicar, a la estructura sin apuntalamiento, cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas y vivas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para soportar estas cargas adicionales.
- 6.2.2.3** Los encofrados para elementos de concreto preesforzado no deben ser removidos hasta que se haya aplicado suficiente preesfuerzo para permitir que el elemento soporte su propio peso y las cargas de construcción previstas.
- 6.3 TUBERÍAS Y DUCTOS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO**
- 6.3.1** Se permite, previa aprobación de la supervisión, embeber en el concreto tuberías, ductos e insertos de cualquier material que no sea perjudicial para el concreto y que esté dentro de las limitaciones de 6.3, siempre y cuando se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado, excepto en lo previsto en 6.3.6.
- 6.3.2** No deben dejarse embebidos en el concreto estructural, tuberías y ductos de aluminio, a menos que se recubran o se pinten adecuadamente para evitar la reacción concreto-aluminio, o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.
- 6.3.3** Los ductos, tuberías e insertos que pasen a través de losas, muros o vigas, no deben debilitar significativamente la resistencia de la estructura.
- 6.3.4** Los ductos y tuberías, junto con sus conexiones, embebidas en una columna, no deben ocupar más del 4% del área de la sección transversal que se empleó para calcular su resistencia, o de la requerida para la protección contra el fuego.
- 6.3.5** Excepto cuando los planos de los ductos y tuberías hayan sido aprobados por el ingeniero estructural, las tuberías y ductos embebidos en una losa, muro o viga (diferentes de los que sólo pasan a través de estos elementos) deben satisfacer lo siguiente:
- (a) No deben tener dimensiones exteriores mayores que la tercera parte del espesor total de la losa, muro o viga, donde estén embebidos.
 - (b) No deben estar espaciados a menos de tres veces su diámetro o ancho medido de centro a centro.
 - (c) No deben afectar significativamente la resistencia del elemento.
- 6.3.6** Se puede considerar que los ductos, tuberías e insertos sustituyen estructuralmente en compresión al concreto desplazado si cumplen con lo siguiente:
- (a) No estén expuestos a la corrosión o a otra causa de deterioro.
 - (b) Sean de acero o hierro sin revestimiento o galvanizado, de espesor no menor que el del tubo de acero calibre estándar número 40 (*Schedule 40*).
 - (c) Tengan un diámetro interior nominal no superior a 50 mm y estén separados no menos de tres diámetros medidos centro a centro.
- 6.3.7** Las tuberías y sus conexiones deben diseñarse para resistir los efectos del fluido, la presión y la temperatura a las cuales van a estar sometidas.
- 6.3.8** Ningún líquido, gas o vapor (salvo el agua cuya temperatura y presión no excedan de 32° C ni de 0,35 MPa respectivamente) debe circular o colocarse en las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.
- 6.3.9** En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de refuerzo superior e inferior, a menos que se requieran para irradiar calor o fundir nieve.
- 6.3.10** El recubrimiento de concreto para las tuberías y sus conexiones no debe ser menor de 40 mm en superficies de concreto expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo, ni menor de 20 mm en aquellas que no estén directamente en contacto con el suelo o expuestas a la intemperie.

- 6.3.11** Debe colocarse refuerzo en la dirección normal a la tubería, con un área no menor de 0,002 veces el área de la sección de concreto.
- 6.3.12** Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que no se requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su posición apropiada.
- 6.4** **JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN**
- 6.4.1** Es importante, para la integridad de la estructura, que todas las juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en los documentos de construcción y que se construyan según lo especificado. Cualquier variación debe ser aprobada por la supervisión.
- 6.4.2** La superficie del concreto en las juntas de construcción debe limpiarse y debe estar libre de lechada. Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación del concreto, las juntas de construcción deben humedecerse y debe eliminarse el agua empozada.
- 6.4.3** Las juntas de construcción deben hacerse y ubicarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deben tomarse las medidas apropiadas para la transferencia completa de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción (véase 11.7.9).
- 6.4.4** Las juntas de construcción en los pisos y techos deben estar localizadas dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales.
- 6.4.5** Las juntas de construcción en las vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intercepten.
- 6.4.6** Las vigas y las losas apoyadas sobre columnas o muros no deben vaciarse hasta que el concreto del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico. La espera en la colocación del concreto de los elementos apoyados en columnas y muros es necesaria para prevenir el agrietamiento en la interfase entre el elemento de apoyo y el elemento que se apoya, causado por la exudación y asentamiento plástico del concreto en el elemento de apoyo.
- En los sistemas de encofrados basados en vaciados continuos de muros y losas, esta disposición podrá obviarse, si la experiencia acumulada en el uso de estos sistemas demuestra que no se suscita este problema.
- 6.4.7** Las vigas, capiteles de columnas y ábacos de losas, deben considerarse como parte del sistema de losas y deben construirse monolíticamente con las mismas, a menos que en los planos se indique otra cosa.

CAPÍTULO 7 DETALLES DEL REFUERZO

7.1 GANCHOS ESTÁNDAR

El término *gancho estándar* se emplea en esta Norma con uno de los siguientes significados:

- 7.1.1 Un doblado de 180° más una extensión de 4 *db*, pero no menor de 65 mm hasta el extremo libre de la barra.
- 7.1.2 Un doblado de 90° más una extensión de 12 *db* hasta el extremo libre de la barra.
- 7.1.3 Para ganchos de estribos y ganchos de grapas suplementarias:
 - (a) Para barras de 5/8" y menores, un doblado de 90° más una extensión de 6 *db* al extremo libre de la barra; o
 - (b) Para barras desde 3/4" hasta 1" inclusive, un doblado de 90° más una extensión de 12 *db* al extremo libre de la barra; o
 - (c) Para barras de 1" y menores, un doblado de 135° más una extensión de 6 *db* al extremo libre de la barra.
- 7.1.4 Los ganchos de los estribos y grapas suplementarias para elementos con responsabilidad sísmica se definen en 21.1.

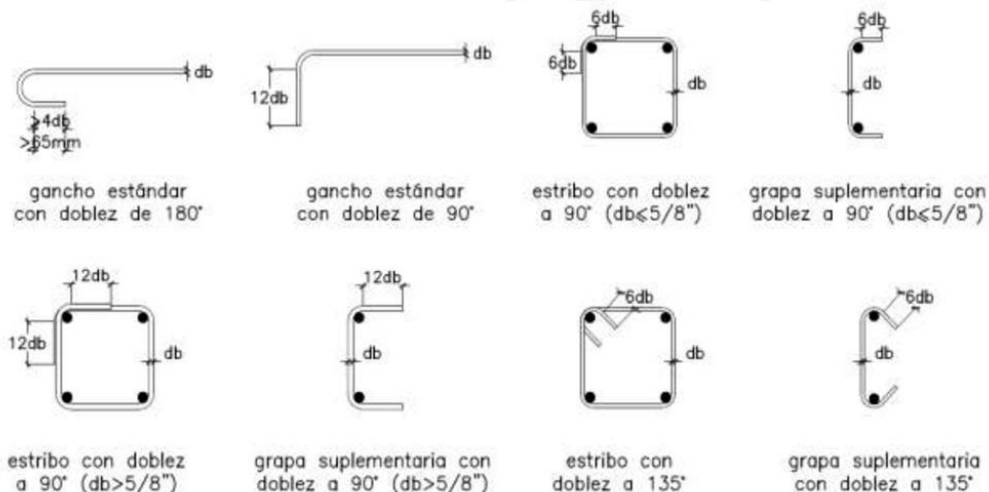


Fig. 7.1 Ganchos de barras longitudinales, estribos y grapas suplementarias.

7.2 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

- 7.2.1 El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros desde 1/4" hasta 5/8", no debe ser menor que lo indicado en la Tabla 7.1.
- 7.2.2 El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que 4 *db* para barras de 5/8" y menores. Para barras mayores que 5/8", el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la Tabla 7.1.
- 7.2.3 El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que 4 *db* para alambre corrugado de diámetro mayor a 7 mm y 2 *db* para diámetros menores. Ningún doblado con diámetro interior menor de 8 *db* debe estar a menos de 4 *db* de la intersección soldada más cercana.

TABLA 7.1
DIÁMETROS INTERIORES MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
1/4" a 1"	6 <i>db</i>
1 1/8" a 1 3/8"	8 <i>db</i>
1 11/16" a 2 1/4"	10 <i>db</i>

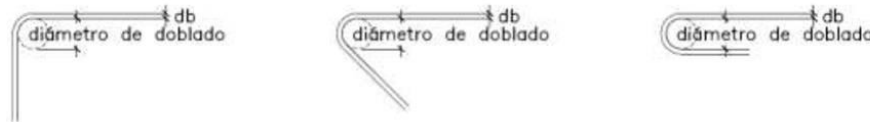


Fig. 7.2 Diámetros interiores mínimos de doblado de barras.

7.3 DOBLADO

7.3.1 Todo el refuerzo deberá doblarse en frío, a menos que el Ingeniero Proyectista permita hacerlo de otra manera.

7.3.2 Ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede ser doblado en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el Ingeniero Proyectista.

7.4 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO

7.4.1 En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo debe estar libre de polvo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que reduzcan la adherencia. Se permiten los recubrimientos epóxicos de barras que cumplan con las normas citadas en 3.5.3.7 y 3.5.3.8.

7.4.2 Excepto el acero de preesforzado, el refuerzo con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe considerarse aceptable si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del corrugado) y el peso de una muestra limpiada manualmente utilizando un cepillo de alambre de acero, cumple con las normas aplicables indicadas en 3.5.

7.4.3 El acero de preesforzado debe estar limpio y libre de óxido excesivo, aceite, suciedad, escamas y picaduras. Es admisible una ligera oxidación.

7.5 COLOCACIÓN DEL REFUERZO

7.5.1 El refuerzo, incluyendo los tendones y los ductos de preesforzado, debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto. Debe fijarse para evitar su desplazamiento dentro de las tolerancias aceptables dadas en 7.5.2.

7.5.2 A menos que el Ingeniero Proyectista especifique otros valores, el refuerzo, incluyendo los tendones y ductos de preesforzado, debe colocarse en las posiciones especificadas, dentro de las tolerancias indicadas en 7.5.2.1 y 7.5.2.2.

7.5.2.1 La tolerancia para el peralte efectivo *d* y para el recubrimiento mínimo de concreto en elementos sometidos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

	Tolerancia en <i>d</i>	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de concreto
$d \leq 200$ mm	± 10 mm	-10 mm
$d > 200$ mm	± 13 mm	-13 mm

Excepto que la tolerancia para la distancia libre al fondo de los encofrados debe ser -6 mm y la tolerancia para el recubrimiento no debe exceder -1/3 del recubrimiento mínimo de concreto requerido en los planos de diseño y especificaciones.

- 7.5.2.2** La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo debe ser de ± 50 mm, excepto en los extremos discontinuos de las ménsulas o cartelas donde la tolerancia debe ser ± 13 mm y en los extremos discontinuos de otros elementos donde la tolerancia debe ser ± 25 mm. La tolerancia para el recubrimiento mínimo de concreto de 7.5.2.1 también se aplica a los extremos discontinuos de los elementos.
- 7.5.3** El refuerzo electrosoldado de alambre (fabricado con alambre cuyo diámetro no sea mayor a 6 mm) utilizado en losas con luces no mayores de 3 m se puede doblar desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo, hasta otro punto localizado cerca de la cara inferior en el centro del vano, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre el apoyo o esté debidamente anclado en él.
- 7.5.4** Para el ensamblado de las armaduras no se permite soldar las barras que se intercepten con el fin de sujetar el refuerzo, a menos que lo autorice el Ingeniero Proyectista.
- 7.6 LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO**
- 7.6.1** La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser db , pero no menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.
- 7.6.2** Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.
- 7.6.3** En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1,5 db$ ni de 40 mm. Véase también 3.3.2.
- 7.6.4** La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslape y los otros empalmes o barras adyacentes.
- 7.6.5 Paquetes de barras**
- 7.6.5.1** Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a un máximo de 4 barras por cada paquete.
- 7.6.5.2** Los paquetes de tres o cuatro barras deben alojarse dentro de las esquinas de los estribos.
- 7.6.5.3** En vigas, el diámetro máximo de las barras agrupadas en paquetes será de $1 \frac{3}{8}$ ".
- 7.6.5.4** En elementos sometidos a flexión, cada una de las barras de un paquete que se corta dentro del tramo debe terminarse en lugares diferentes separados al menos $40 db$.
- 7.6.5.5** Cuando las limitaciones de espaciamiento y recubrimiento mínimo del concreto se basan en el diámetro de las barras (db), un paquete de barras debe considerarse como una sola barra de diámetro equivalente correspondiente a la suma de las áreas de las barras del paquete.
- 7.6.6 Tendones y ductos de postensado**
- 7.6.6.1** El espaciamiento entre centros de los tendones de preesforzado en cada extremo de un elemento no debe ser menor que $4 db$ para torones (*strands*) o de $5 db$ para alambres. Cuando la resistencia del concreto a la compresión especificada al momento de la transferencia del preesfuerzo, f'_{ci} , es de 28 MPa o más, el espaciamiento mínimo, medido centro a centro, de los torones debe ser 45 mm para torones de 13 mm de diámetro nominal o menores, y de 50 mm para torones de 15 mm de diámetro nominal. Véase también 3.3.2. Se permite un espaciamiento menor o agrupar tendones en el sector central del tramo.
- 7.6.6.2** Se permite agrupar los ductos de postensado si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente y se toman medidas para evitar que el acero de preesforzado, al tensar los tendones, rompa el concreto entre los ductos.

7.7 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

7.7.1 Concreto construido en sitio (no preesforzado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.1 ó se requiera protección especial contra el fuego:

- (a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él 70 mm
- (b) Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:
 - Barras de 3/4" y mayores 50 mm
 - Barras de 5/8" y menores, mallas electrosoldadas 40 mm
- (c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:
 - Losas, muros, viguetas:
 - Barras de 1 11/16" y 2 1/4" 40 mm
 - Barras de 1 3/8" y menores 20 mm
 - Vigas y columnas:
 - Armadura principal, estribos y espirales 40 mm
 - Cáscaras y losas plegadas:
 - Barras de 3/4" y mayores 20 mm
 - Barras de 5/8" y menores 15 mm
 - Mallas electrosoldadas 15 mm

7.7.2 Concreto construido en sitio (preesforzado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado y no preesforzado, a los ductos de postensado y accesorios de los extremos, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.2 ó se requiera protección especial contra el fuego:

- (a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él 70 mm
- (b) Concreto en contacto permanente con el suelo o a la intemperie:
 - Paneles de muros y losas 25 mm
 - Viguetas 25 mm
 - Otros elementos 40 mm
- (c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:
 - Paneles de muros y losas 20 mm
 - Vigas y columnas:
 - Refuerzo principal 40 mm
 - Estribos y espirales 25 mm
 - Cáscaras y losas plegadas:
 - Barras de 5/8" y menores 10 mm
 - Mallas electrosoldadas 10 mm
 - Otros refuerzos db, pero no menos de 20 mm

7.7.3 Concreto prefabricado (fabricado bajo condiciones de control de planta)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado y no preesforzado, a los ductos y accesorios extremos, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.1 ó se requiera protección especial contra el fuego:

- (a) Concreto expuesto al suelo o a la intemperie:
 - Paneles de muros:
 - Barras 1 11/16" y 2 1/4" 40 mm
 - Tendones de preesforzado mayores de 1 1/2" 40 mm
 - Barras de 1 3/8" y menores 20 mm
 - Tendones de preesforzado de 1 1/2" de diámetro y menores 20 mm
 - Mallas electrosoldadas 20 mm

- Otros elementos:	
Barras 1 11/16" y 2 1/4"	50 mm
Tendones de preesforzado mayores de 1 1/2"	50 mm
Barras de 3/4" a 1 3/8"	40 mm
Tendones de preesforzado mayores de 5/8" de diámetro y hasta 1 1/2" de diámetro	40 mm
Barras N° 5/8" y menores	30 mm
Tendones de preesforzado de 5/8" de diámetro y menores	30 mm
Mallas electrosoldadas	30 mm

(b) Concreto no expuesto a la acción de la intemperie ni en contacto con el suelo:

- Losas, muros, viguetas:	
Barras 1 11/16" y 2 1/4"	30 mm
Tendones de preesforzado mayores de 1 1/2" de diámetro	30 mm
Tendones de preesforzado de 1 1/2" de diámetro y menores	20 mm
Barras de 1 3/8" y menores	16 mm
Mallas electrosoldadas	16 mm
- Vigas, columnas:	
Refuerzo principal	<i>db</i> , pero no menor de 16 mm sin necesidad de exceder de 40 mm
Estribos y espirales	10 mm
- Cáscaras y losas plegadas:	
Tendones de preesforzado	20 mm
Barras de 3/4" y mayores	16 mm
Barras No. 5/8" y menores	10 mm
Mallas electrosoldadas	10 mm

7.7.4 Paquetes de barras

El recubrimiento mínimo para los paquetes de barras debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 50 mm, excepto para concreto construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, caso en el cual el recubrimiento mínimo debe ser de 70 mm.

7.7.5 Ambientes corrosivos

7.7.5.1 En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse adecuadamente el espesor del recubrimiento de concreto y debe tomarse en consideración su densidad y porosidad o debe disponerse de otro tipo de protección.

7.7.5.2 Para elementos de concreto preesforzado expuestos a medios corrosivos o a otras condiciones severas de exposición, y que se encuentran clasificadas como Clase T en el Capítulo 18, el recubrimiento mínimo para el refuerzo preesforzado deberá incrementarse en 50%. Este requisito puede obviarse si la zona precomprimida de tracción no se encuentra en tracción bajo la acción de las cargas permanentes.

7.7.6 Ampliaciones futuras

El refuerzo expuesto, los insertos y las platinas que se pretendan unir a ampliaciones futuras deben protegerse adecuadamente contra la corrosión.

7.8 DETALLES ESPECIALES DEL REFUERZO PARA COLUMNAS

7.8.1 Barras dobladas por cambio de sección

Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección deben cumplir con lo siguiente:

7.8.1.1 La pendiente de la parte inclinada de una barra de este tipo no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna.

- 7.8.1.2** Las partes de la barra que estén por encima y por debajo de la zona del doblado deben ser paralelas al eje de la columna.
- 7.8.1.3** Debe proporcionarse soporte horizontal adecuado a la barra doblada por medio de estribos transversales, espirales, o porciones del sistema de entrepiso. El soporte horizontal debe diseñarse para resistir 1,5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra. Los estribos transversales o espirales, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de doblado.
- 7.8.1.4** Las barras se deben doblar antes de su colocación en el encofrado. Véase 7.3.
- 7.8.1.5** Cuando la cara de una columna está desalineada 75 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben proporcionar espigas (*dowels*) empalmados por traslape con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna. Los empalmes por traslape deben cumplir con lo especificado en 12.17.
- 7.8.2 Núcleos de acero**
La transmisión de cargas en los núcleos de acero estructural de elementos compuestos sometidos a compresión debe ser proporcionada de acuerdo con lo siguiente:
- 7.8.2.1** Los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para poner en contacto los apoyos en los extremos y deben tomarse medidas adecuadas para alinear un núcleo con respecto al otro en contacto concéntrico.
- 7.8.2.2** La capacidad de transferencia de carga por apoyo de contacto en los empalmes de los extremos se debe considerar como máximo igual a un 50% del esfuerzo total de compresión en el núcleo de acero.
- 7.8.2.3** La transmisión de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata debe diseñarse de acuerdo con lo especificado en 15.8.
- 7.8.2.4** La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el elemento compuesto a la zapata. Alternativamente, la base se puede diseñar para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando se disponga de una amplia sección de concreto capaz de transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y por refuerzo de acero.
- 7.9 CONEXIONES**
- 7.9.1** En las conexiones de las columnas y las vigas de pórticos debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.
- 7.9.2** El confinamiento en las conexiones debe consistir en estribos cerrados o espirales.
- 7.10 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN**
- 7.10.1** El refuerzo transversal de elementos a compresión debe cumplir con las disposiciones de 7.10.4 ó 7.10.5. Cuando se requiere refuerzo por cortante o por torsión, este debe cumplir también con las disposiciones del Capítulo 11.
- 7.10.2** El refuerzo transversal de elementos compuestos sometidos a compresión debe cumplir con lo establecido en 10.16. El refuerzo transversal para los tendones de presfuerzo debe cumplir con los requisitos del Capítulo 18.
- 7.10.3** Los requisitos para el refuerzo transversal de 7.10, 10.16 y del Capítulo 18 pueden ser omitidos cuando los ensayos y el análisis estructural muestren una adecuada resistencia y factibilidad de construcción.

7.10.4 Espirales

El refuerzo en espiral para elementos a compresión debe cumplir con 10.9.3 y con lo siguiente:

- 7.10.4.1 Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.
- 7.10.4.2 Para elementos construidos en obra, el diámetro de las barras utilizadas en espirales no debe ser menor de 8 mm para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro
- 7.10.4.3 El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no debe exceder de 75 mm ni ser menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.
- 7.10.4.4 El anclaje de la espiral debe consistir en 1,5 vueltas adicionales de la barra o alambre en cada extremo de la espiral.
- 7.10.4.5 El refuerzo en espiral debe empalmarse, si se requiere, por alguno de los siguientes métodos:
- (a) Empalme por traslape no menor que 300 mm ni menor a lo indicado a continuación:
 - 1) barra o alambre corrugado sin recubrimiento 48 db
 - 2) barra o alambre liso sin recubrimiento 72 db
 - 3) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico 72 db
 - 4) barras o alambres lisos sin recubrimiento con un gancho estándar de estribo según 7.1.3 en sus extremos empalmados por traslape (los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral)..... 48 db
 - 5) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico con un gancho estándar de estribo según 7.1.3 en sus extremos empalmados por traslape (los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral)..... 48 db
 - (b) Empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.14.3.
- 7.10.4.6 Las espirales deben extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.
- 7.10.4.7 Cuando no existan vigas o ménsulas en todos los lados de una columna, deben colocarse estribos por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.
- 7.10.4.8 En columnas con capitel, la espiral debe extenderse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea dos veces el de la columna.
- 7.10.4.9 Las espirales deben mantenerse firmemente colocadas y bien alineadas.

7.10.5 Estribos

Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

- 7.10.5.1 Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras. Se permite el uso de alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.
- 7.10.5.2 El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, 48 veces el diámetro de la barra o alambre de los estribos ni la menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.
- 7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres

de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

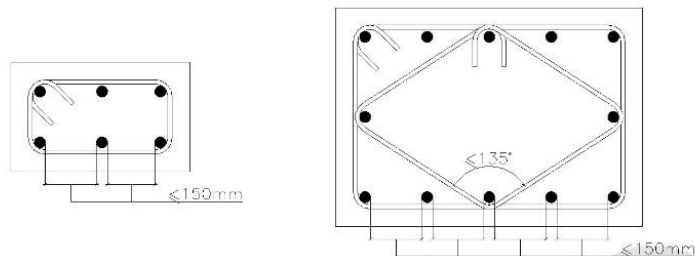


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.

- 7.10.5.4** La distancia vertical entre el primer estribo y la parte superior de la zapata, viga o losa no debe ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos. La distancia vertical entre el último estribo y el refuerzo horizontal más bajo de la viga, ábaco o losa superior no debe ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos.
- 7.10.5.5** Cuando concurren vigas o ménsulas en las cuatro caras de una columna, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo del refuerzo más bajo de la viga o ménsula de menor altura.
- 7.10.5.6** Cuando se coloquen pernos de anclaje en los extremos de las columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por refuerzo lateral que también rodee al menos cuatro barras verticales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal debe distribuirse dentro de 125 mm medidos desde el parte superior de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras de 1/2" o tres barras de 3/8".
- 7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN**
- 7.11.1** El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.
- 7.11.2** El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.
- 7.11.3** Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de $1,3\ell_d$) o anclándolas de acuerdo con 12.13.
- 7.12 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA**
- Este refuerzo deberá disponerse de acuerdo a lo indicado en 9.7.
- 7.13 REQUISITOS PARA LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL**
- La integridad total de una estructura se puede mejorar significativamente introduciendo algunos detalles adicionales en el refuerzo. La intención de 7.13 es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras, de modo que, en el caso de daño en un elemento estructural o de una carga anormal, el daño resultante en la estructura pueda limitarse a un área relativamente pequeña y como consecuencia, la estructura tenga una mayor posibilidad de mantener la estabilidad global.
- 7.13.1** El detallado del refuerzo y conexiones, debe ser tal que los elementos de la estructura queden eficazmente unidos entre sí para garantizar la integridad de toda la estructura.

- 7.13.2** Para estructuras construidas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:
- 7.13.2.1** En la construcción de viguetas, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe empalmarse por traslape con un empalme por traslape de tracción Clase A o un empalme mecánico o soldado que cumpla con 12.14.3 y debe terminar con un gancho estándar en los apoyos no continuos.
- 7.13.2.2** Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo corrido consistente en:
- (a) Al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, compuesto por un mínimo de dos barras.
 - (b) Al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras.
- El refuerzo longitudinal debe estar confinado por estribos con ganchos a 135°. Véase 7.1.3.c. No es necesario continuar los estribos a través del nudo.
- 7.13.2.3** Cuando se requieran empalmes por traslape para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslape cerca de o en la mitad del tramo y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslape cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslape deben ser empalmes de tracción Clase A, o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan los requisitos de 12.14.3.
- 7.13.2.4** En vigas distintas a las del perímetro, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras, debe ser continuo o debe empalmarse por traslape sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase A o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.14.3 y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.
- 7.13.2.5** Para la construcción de losas en dos direcciones, véase 13.3.8.4.
- 7.13.3** Para construcciones de concreto prefabricado, deben proporcionarse amarres de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical y alrededor del perímetro de la estructura, para unir efectivamente los elementos. Deben aplicarse las disposiciones de 16.5.

CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO — CONSIDERACIONES GENERALES

8.1 MÉTODOS DE DISEÑO

8.1.1 Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia, ϕ , especificados en el Capítulo 9.

Se comprobará que la respuesta de las elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio.

8.2 CARGAS

8.2.1 Las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil.

8.2.2 Las cargas serán las estipuladas en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, con las reducciones de sobrecarga que en ella se permiten, y las acciones sísmicas serán las prescritas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

8.2.3 Deberá prestarse especial atención a los efectos ocasionados por el preesforzado, las cargas de montaje y construcción, cargas de puentes grúa, vibración, impacto, retracción, variaciones de temperatura, flujo plástico, expansión de concretos de retracción compensada y asentamientos diferenciales de los apoyos.

8.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

8.3.1 Todos los elementos estructurales deberán diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas, determinados por medio del análisis estructural, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura, excepto cuando se modifiquen los momentos flectores de acuerdo con 8.4. Se permite simplificar el diseño usando las suposiciones indicadas en 8.6 a 8.9.

8.3.2 Excepto para elementos de concreto preesforzado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis estructural para edificaciones con luces, alturas de entrepisos y tipos de construcción convencional.

8.3.3 En pórticos arriostrados lateralmente, para calcular los momentos debidos a cargas de gravedad en las vigas y columnas construidas monolíticamente con la estructura, se podrán considerar empotrados los extremos lejanos de las columnas de ambos entrepisos.

8.3.4 Como alternativa a los métodos de análisis estructural, se permite utilizar para el análisis por cargas de gravedad de vigas continuas, losas armadas en una dirección y vigas de pórticos de poca altura, los siguientes momentos y fuerzas cortantes aproximados, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- (a) Haya dos o más tramos.
- (b) Las luces de los tramos sean aproximadamente iguales, sin que la mayor de dos luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor.
- (c) Las cargas sean uniformemente distribuidas y no existan cargas concentradas. Las cargas uniformemente distribuidas en cada uno de los tramos deben tener la misma magnitud.
- (d) La carga viva en servicio no sea mayor a tres veces la carga muerta en servicio.
- (e) Los elementos sean prismáticos de sección constante.
- (f) Si se trata de la viga de un pórtico de poca altura, este debe estar arriostrado lateralmente para las cargas verticales.

- Momento positivo
 - (a) Tramos extremos
 - El extremo discontinuo no está restringido (1/11) $wu \ell_n^2$
 - El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo (1/14) $wu \ell_n^2$
 - (b) Tramos interiores (1/16) $wu \ell_n^2$
- Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior
 - (a) Dos tramos: (1/9) $wu \ell_n^2$
 - (b) Más de dos tramos: (1/10) $wu \ell_n^2$
- Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores..... (1/11) $wu \ell_n^2$
- Momento negativo en la cara de todos los apoyos para losas con luces que no excedan de 3 m y vigas en las cuales el cociente entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del tramo: (1/12) $wu \ell_n^2$
- Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos:
 - Cuando el apoyo es una viga de borde: (1/24) $wu \ell_n^2$
 - Cuando el apoyo es una columna: (1/16) $wu \ell_n^2$
- Fuerza Cortante
 - Cara exterior del primer apoyo interior: 1,5 (1/2) $wu \ell_n^2$
 - Caras de todos los demás apoyos: (1/2) $wu \ell_n^2$

El valor de ℓ_n es la luz libre del tramo. Para el cálculo de los momentos negativos en las caras de los apoyos interiores, ℓ_n se tomará como el promedio de las luces libres adyacentes.

8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN ELEMENTOS CONTINUOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

8.4.1 Excepto cuando se empleen métodos aproximados para el cálculo de los momentos flectores, se permite disminuir los momentos amplificados (M_u) - calculados asumiendo comportamiento lineal elástico de la estructura - en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo en cualquier vano de un elemento continuo sometido a flexión, para cualquier distribución de carga supuesta, en no más de:

$$1000 \epsilon_t \quad (\text{en porcentaje}) \quad (8-1)$$

ϵ_t es la deformación unitaria neta de tracción en el acero más alejado del borde comprimido de la sección, cuando esta alcanza su resistencia nominal (M_n). La deformación neta excluye las deformaciones unitarias causadas por: el preesfuerzo efectivo, el flujo plástico, la retracción de fraguado y la variación de temperatura.

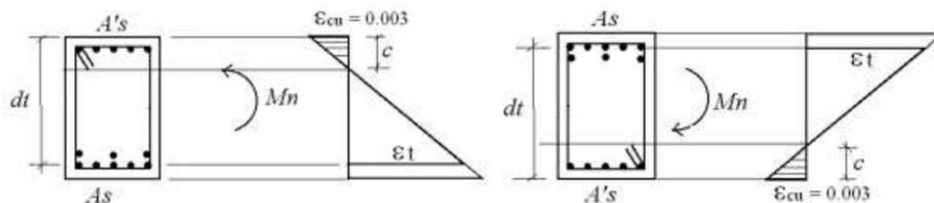


Fig. 8.4.1 Deformación del acero ϵ_t para flexión positiva y negativa en una sección rectangular.

8.4.2 La redistribución de los momentos negativos solo podrá hacerse cuando en la sección en la cual se reduce el momento flector, la deformación ϵ_t sea mayor a igual a 0,0075.

8.4.3 Los momentos reducidos deberán usarse para la determinación de todas las otras fuerzas de sección a lo largo de todo el vano. El equilibrio estático debe mantenerse luego de la redistribución, para cada distribución de carga supuesta.

8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE

8.5.1 Para concretos de peso unitario w_c comprendido entre 1450 y 2500 kg/m³, el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como:

$$E_c = (w_c)^{1,5} 0,043\sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad (8-2)$$

8.5.2 Para concretos de peso unitario normal ($w_c \approx 2300 \text{ kg/m}^3$), E_c , puede tomarse como:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad (8-3)$$

8.5.3 Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio.

8.5.4 En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:

$$G = \frac{E_c}{2,3} \quad (8-4)$$

8.5.5 El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200 000 MPa.

8.5.6 El módulo de elasticidad, E_p , para el acero de preesforzado deberá determinarse mediante ensayos o será suministrado por el fabricante.

8.6 RIGIDEZ

8.6.1 Se permite adoptar cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entresijos y cubierta. Las suposiciones que se hagan deberán ser consistentes en todo el análisis.

En vigas T, la sección bruta incluirá los anchos de las especificados en 8.10.

8.6.2 El efecto de las cartelas deberá ser considerado en el análisis y diseño de los elementos de sección variable.

8.7 LONGITUD DEL VANO

8.7.1 La luz de los elementos que no estén construidos monolíticamente con sus apoyos deberá considerarse como la luz libre más el peralte del elemento, sin exceder la distancia entre los centros de los apoyos.

8.7.2 En el análisis estructural de pórticos o elementos continuos para determinar los momentos flectores, la luz debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.

8.7.3 Las vigas construidas monolíticamente con sus apoyos se podrán diseñar usando los momentos reducidos a la cara de los apoyos.

8.7.4 Las losas macizas o nervadas construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, podrán ser analizadas como losas continuas sobre apoyos simples con luces iguales a las luces libres.

8.8 COLUMNAS

- 8.8.1** Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas amplificadas de todos los pisos, y el momento máximo debido a las cargas amplificadas, considerando la carga viva actuando en solo uno de los tramos adyacentes del piso o techo bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación (excentricidad) entre el momento y carga axial.
- 8.8.2** En pórticos o en elementos continuos deberá prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de los pisos, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas.

8.9 DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA

- 8.9.1** Para la determinación de los momentos flectores y fuerzas cortantes en las vigas y columnas ocasionados por las cargas de gravedad en pórticos arriostrados lateralmente, se permitirá utilizar el modelo simplificado indicado en 8.3.3.
- 8.9.2** Se permite suponer que la disposición de las cargas está limitada a las combinaciones siguientes:
- (a) Carga muerta amplificadas en todos los tramos con la carga viva amplificadas en dos tramos adyacentes.
 - (b) Carga muerta amplificadas en todos los tramos con la carga viva amplificadas en tramos alternados.

8.10 DISPOSICIONES PARA VIGAS T

- 8.10.1** Para que una sección de concreto armado pueda considerarse como viga T, las alas y el alma deberán construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí.
- 8.10.2** El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder de la cuarta parte de la luz libre de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:
- (a) Ocho veces el espesor de losa.
 - (b) La mitad de la distancia libre a la siguiente alma
- 8.10.3** Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:
- (a) La doceava parte de la luz libre de la viga.
 - (b) Seis veces el espesor de la losa.
 - (c) La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.
- 8.10.4** En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala una área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de la mitad del ancho del alma y un ancho efectivo no mayor de cuatro veces el ancho del alma.
- 8.10.5** Cuando el refuerzo principal por flexión en una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las losas nervadas) sea paralelo a la viga, se debe disponer de refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:
- (a) El refuerzo transversal se debe diseñar para resistir la carga amplificadas que actúa sobre el ala suponiendo que esta trabaja en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho sobresaliente efectivo del ala.
 - (b) El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de cinco veces el espesor de la losa ni de 400 mm

8.11 DISPOSICIONES PARA LOSAS NERVADAS

- 8.11.1** Las losas nervadas consisten en una combinación monolítica de nervios o viguetas regularmente espaciados y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.
- 8.11.2** El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm y debe tener una altura no mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.
- 8.11.3** El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.
- 8.11.4** Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones de 8.11.1 a 8.11.3, deben diseñarse como losas y vigas comunes.
- 8.11.5** El espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm.
- 8.11.6** La losa debe llevar refuerzo perpendicular a los nervios diseñado para resistir la flexión, considerando las cargas concentradas si las hubiera, pero no menor que el que se estipula en 9.7.
- 8.11.7** Cuando se requiera embeber ductos o tuberías en la losa según lo permitido en 6.3, el espesor de ésta en cualquier punto deberá ser, como mínimo, 25 mm mayor que la altura total del ducto o tubería. Se deberán considerar refuerzos o ensanches de los nervios o viguetas en caso que estos ductos o tuberías afecten a la resistencia del sistema.
- 8.11.8** La resistencia a la fuerza cortante V_c proporcionada por el concreto de las nervaduras podrá ser considerada 10% mayor a la prevista según lo señalado en el Capítulo 11 de esta Norma. Adicionalmente, podrá incrementarse la resistencia al corte disponiendo armadura por corte o ensanchando los nervios o viguetas en las zonas críticas.

8.12 ACABADO DE LOS PISOS, REVESTIMIENTOS, ESPESOR DE DESGASTE

- 8.12.1** Los acabados de los pisos (falso piso o sobrelosa) no deben considerarse como parte de la sección resistente del elemento estructural, a menos que se coloquen monolíticamente con la losa o que se diseñen como un elemento compuesto según lo indicado en el Capítulo 17. Si se utilizan los acabados de piso como parte de la sección resistente, estos no deberán estar expuestos a desgaste o deterioro.
- 8.12.2** En superficies expuestas a abrasión, tal como la que produce el tránsito intenso, no se tomará en cuenta como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se le asignará una dimensión no menor de 10 mm, salvo que la superficie expuesta se endurezca mediante algún tratamiento.

CAPÍTULO 9 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO

9.1 GENERALIDADES

- 9.1.1 Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño** (ϕR_n) por lo menos iguales a las **resistencias requeridas** (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u$$

- 9.1.2 Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

PARTE 1 - REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

9.2 RESISTENCIA REQUERIDA

- 9.2.1 La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \quad (9-1)$$

- 9.2.2 Si en el diseño se tuviera que considerar cargas de viento (CV_i), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CV_i) \quad (9-2)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CV_i \quad (9-3)$$

- 9.2.3 Si en el diseño se tuviera que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \quad (9-4)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (9-5)$$

- 9.2.4 No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

- 9.2.5 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE \quad (9-6)$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 CM + 1,7 CE \quad (9-7)$$

- 9.2.6 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL \quad (9-8)$$

- 9.2.7 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva (CV).

- 9.2.8 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas de nieve o granizo, éstas deberán considerarse como cargas vivas (CV).

- 9.2.9 Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción

compensada o cambios de temperatura, la resistencia requerida, además de lo indicado en 9.2.1, deberá ser como mínimo:

$$U = 1,05 CM + 1,25 CV + 1,05 CT \quad (9-9)$$

$$U = 1,4 CM + 1,4 CT \quad (9-10)$$

9.2.10 Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida, la expansión de concretos de retracción compensada o cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante la vida útil de la estructura.

9.2.11 Para el diseño de zonas de anclaje de tendones de postensado, se aplicará un factor de carga de 1,2 a la fuerza máxima aplicada por el gato.

9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

9.3.1 Las resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificados a continuación.

9.3.2 El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el especificado en 9.3.2.1 a 9.3.2.8:

9.3.2.1 Flexión sin carga axial..... 0,90

9.3.2.2 Carga axial y carga axial con flexión:

(a) Carga axial de tracción con o sin flexión..... 0,90

(b) Carga axial de compresión con o sin flexión:

Elementos con refuerzo en espiral según 10.9.3..... 0,75

Otros elementos..... 0,70

Para elementos en flexocompresión ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0,90 en la medida que ϕP_n disminuye desde $0,1 f'_c A_g$ ó ϕP_b , el que sea menor, hasta cero.

9.3.2.3 Cortante y torsión..... 0,85

9.3.2.4 Aplastamiento en el concreto (excepto para las zonas de anclajes de postensado).... 0,70

9.3.2.5 Zonas de anclaje de postensado..... 0,85

9.3.2.6 Las secciones en flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón (*strand*) es menor que la longitud de desarrollo, como se establece en 12.9.1.1:

(a) Desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia..... 0,75

(b) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de desarrollo, ϕ puede incrementarse linealmente desde 0,75 hasta 0,9.

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, se debe asumir que el embebido del torón se inicia en el extremo de la longitud no adherida (véase también 12.9.3).

9.3.2.7 Las longitudes de desarrollo especificadas en el capítulo 12 no requieren de un factor ϕ .

9.3.2.8 En el Capítulo 22, concreto estructural simple, ϕ debe ser 0,65 para flexión, compresión, cortante y aplastamiento.

9.4 RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO ESTRUCTURAL

9.4.1 Para el concreto estructural, f'_c no debe ser inferior a 17 MPa, salvo para concreto estructural simple (véase 22.2.4). No se establece un valor máximo para f'_c salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica de esta Norma (véase 21.3.2).

9.5 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA EL REFUERZO

- 9.5.1 Los valores de f_y y f_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para los aceros de preesforzado, para los refuerzos transversales en espiral en 10.9.3, el refuerzo por cortante y torsión (véase 11.5.2 y 11.6.3.4). Para los elementos con responsabilidad sísmica, véase 21.3.3.

PARTE 2 - REQUISITOS GENERALES DE SERVICIO

Para estimar los esfuerzos en el acero y el concreto producidos por las acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento actuante en servicio es menor que el momento asociado con el agrietamiento por flexión de la sección, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utilizarán las propiedades de la sección agrietada transformada, despreciando el aporte del concreto en la zona de tracción.

9.6 CONTROL DE DEFLEXIONES

- 9.6.1 Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio.

9.6.2 Elementos reforzados en una dirección (no preesforzados)

- 9.6.2.1 Los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones, que se señalan en la Tabla 9.1 pueden utilizarse como referencia en elementos armados en una dirección (aligerados, losas macizas y vigas) que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas del elemento estructural. Estos límites pueden obviarse si el cálculo de las deflexiones demuestra que es posible utilizar un espesor menor sin provocar efectos adversos.

TABLA 9.1
PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS
REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Notas:

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2300 Kg/m³) y refuerzo con f_y igual a 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- (a) Para concreto liviano estructural con densidad dentro del rango de 1450 a 1900 Kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1,65 - 0,0003 w_c)$, pero no menos de 1,09
- (b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla deben multiplicarse por $(0,4 + f_y / 700)$.

9.6.2.2 Cuando se calculen las deflexiones, aquéllas que ocurran inmediatamente con la aplicación de la carga, deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento.

9.6.2.3 A menos que se haga un análisis más completo o que se disponga de datos experimentales confiables para evaluar la rigidez a flexión del elemento ($E_c I_e$), la deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el módulo de elasticidad del concreto especificado en 8.5 y con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada (I_e). Cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda el momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g).

El momento de agrietamiento de la sección se calculará mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad (9-11)$$

donde f_r es la resistencia del concreto a tracción por flexión (Módulo de Rotura) que a falta de información experimental confiable podrá considerarse, para concretos de peso normal, como:

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} \quad (9-12)$$

Cuando se use concreto con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las modificaciones siguientes:

- Cuando el valor de f_{ct} (*split test*) esté especificado y la dosificación del concreto esté de acuerdo con 5.2, f_r debe modificarse sustituyendo $\sqrt{f'_c}$ por $1,8 f_{ct}$, pero el valor de $1,8 f_{ct}$ utilizado no debe exceder de $\sqrt{f'_c}$.
- Cuando no se especifique f_{ct} , f_r debe multiplicarse por 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes, y por 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal. Se permite interpolar linealmente si se usa una sustitución parcial de la arena.

Para el cálculo del momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_e), cuando exista acero en compresión, se podrá utilizar una relación modular de $2n$ ($n = E_s / E_c$) para la transformación del acero en compresión a concreto equivalente.

9.6.2.4 El cálculo de las deflexiones se hará suponiendo que la rigidez en flexión del elemento ($E_c I_e$) es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado de acuerdo a:

- En elementos continuos en ambos extremos:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e1} + I_{e2} + 2 I_{e3}) / 4 \quad (9-13)$$

donde I_{e1} y I_{e2} son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo.

- Si el tramo sólo es continuo en un extremo:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e2} + 2 I_{e3}) / 3 \quad (9-14)$$

donde I_{e2} es el momento de inercia en la sección en el extremo continuo y I_{e3} es el momento de inercia en la sección central del tramo.

- Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.
- Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

9.6.2.5 A menos que se haga un análisis más completo, la deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor $\lambda\Delta$.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (9-15)$$

donde ρ' es la cuantía del acero en compresión calculado en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Puede tomarse ξ , el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a:

5 años o más	2,0
12 meses.....	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0

Para otras duraciones de las cargas sostenidas, se podrá usar el gráfico a que se presenta a continuación.

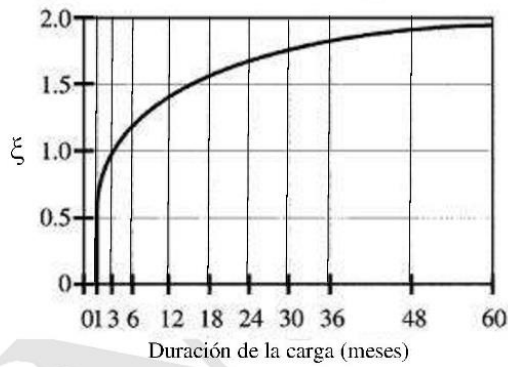


Fig. 9.6.2.5 Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.

9.6.2.6 La deflexión calculada de acuerdo con 9.6.2.2 a 9.6.2.5 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 9.2

**TABLA 9.2
DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES**

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240§$

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje de las aguas.

† Las deflexiones a largo plazo se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

9.6.3 Elementos reforzados en dos direcciones (no preesforzados)

9.6.3.1 El numeral 9.6.3 tiene prioridad con relación al espesor mínimo de losas u otros elementos reforzados en dos direcciones diseñados de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 13 y que se ajusten a los requisitos de 13.6.1.2. El espesor de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de 9.6.3.2 ó 9.6.3.4. El espesor de las losas con vigas que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de una de 9.6.3.3 ó 9.6.3.4.

9.6.3.2 El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la Tabla 9.3 y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- (a) Losas sin ábacos como se definen en 13.2.6..... 125 mm
- (b) Losas con ábacos como se definen en 13.2.6..... 100 mm

**TABLA 9.3
ESPEORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES***

f_y MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde §		Sin vigas de borde	Con vigas de borde §	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

* Para construcción en dos direcciones, ℓ_n , es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas y entre caras de las vigas, para losas con vigas u otros apoyos en otros casos.

† Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

‡ Ábaco, como se define en 13.2.6.

§ Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de αf para la viga de borde no debe ser menor que 0,8.

9.6.3.3 El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

(a) Para $\alpha f m \leq 0,2$; se aplican las disposiciones de 9.6.3.2.

(b) Para $0,2 < \alpha f m < 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha f m - 0,2)} \quad (9-16)$$

pero no menor que 125 mm.

(c) Para $\alpha f m > 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (9-17)$$

pero no menor que 90 mm.

(d) En los bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez αf no menor de 0,80, o bien aumentar el espesor mínimo requerido por las ecuaciones (9-16) ó (9-17), por lo menos un 10% en el panel que tenga un borde discontinuo.

El término ℓ_n en (b) y (c) corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas. El término β en (b) y (c) corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta del paño.

9.6.3.4 Pueden utilizarse espesores de losas menores que los mínimos requeridos en 9.6.3.1, 9.6.3.2 y 9.6.3.3 cuando las deflexiones calculadas no exceden los límites de la Tabla 9.2. Las deflexiones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y la forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de la losa. El módulo de elasticidad del concreto, E_c , debe ser el especificado en 8.5. El momento de

inercia efectivo, I_e , debe ser el obtenido como se indica en 9.6.2.4. Se permite emplear otros valores si los resultados del cálculo de la deflexión concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos de alcance apropiado. La deflexión adicional a largo plazo debe calcularse de acuerdo con 9.6.2.5.

9.6.4 Elementos de concreto preesforzado

9.6.4.1 Para elementos a flexión diseñados de acuerdo con el Capítulo 18, las deflexiones inmediatas deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, y se permite utilizar el momento de inercia de la sección total de concreto, I_g , para los elementos a flexión Clase U, como se define en 18.3.3.

9.6.4.2 Como se define en 18.3.3, para los elementos en flexión Clase T, los cálculos de las deflexiones deben basarse en un análisis de la sección agrietada transformada. Se permite que los cálculos se basen en una relación momento-deflexión bilineal o en un momento efectivo de inercia, I_e , como se define en 9.6.2.4.

9.6.4.3 La deflexión adicional a largo plazo en elementos de concreto preesforzado debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos del flujo plástico y la retracción del concreto, así como la relajación del acero.

9.6.4.4 La deflexión calculada de acuerdo con 9.6.4.1 ó 9.6.4.2, y 9.6.4.3 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 9.2.

9.6.5 Elementos compuestos

9.6.5.1 Elementos apuntalados

Si los elementos compuestos sometidos a flexión se apoyan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento construido monolíticamente para el cálculo de la deflexión. En elementos no preesforzados, la parte en compresión del elemento determina si se usan los valores de la Tabla 9.1 para concreto de peso normal o liviano.

Si se calcula la deflexión, debe tenerse en cuenta la curvatura que resulta de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y construidos en obra, y los efectos del flujo plástico a lo largo el eje del elemento de concreto preesforzado.

9.6.5.2 Elementos sin apuntalar

Si el espesor de un elemento prefabricado no preesforzado sujeto a flexión cumple con los requisitos de la Tabla 9.1, no se requiere calcular la deflexión. Si el espesor de un elemento compuesto no preesforzado cumple con los requisitos de la Tabla 9.1, no se necesita calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto; sin embargo, la deflexión a largo plazo del elemento prefabricado debe investigarse en función de la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta.

9.6.5.3 La deflexión calculada de acuerdo con los requisitos de 9.6.5.1 ó 9.6.5.2 no debe exceder de los límites establecidos en la Tabla 9.2.

9.7 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

9.7.1 En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a éste para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura.

9.7.2 La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.

-	Barras lisas	0,0025
-	Barras corrugadas con $f_y < 420$ MPa	0,0020
-	Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420$ MPa	0,0018

- 9.7.3** El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin exceder de 400 mm. En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm.
- 9.7.4** El refuerzo por contracción y temperatura podrá colocarse en una o en las dos caras del elemento, dependiendo del espesor de éste. En ningún caso el espaciamiento máximo del refuerzo excederá del indicado en 9.7.3.
- 9.7.5** Cuando los movimientos por contracción y temperatura se encuentren restringidos de manera significativa, deberá considerarse los requisitos de 8.2.3 y 9.2.10.
- 9.7.6** En todas las secciones donde se requiera la armadura por retracción y temperatura, ésta debe poder desarrollar su esfuerzo de fluencia especificado en tracción de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 12.
- 9.7.7** El acero de preesfuerzo, que cumpla con 3.5.5, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe suministrarse de acuerdo a lo siguiente:
- El acero debe dimensionarse para que, descontadas las pérdidas de acuerdo a 18.6, produzca un esfuerzo promedio de compresión mínimo de 0,7 MPa sobre el área bruta de concreto.
 - El espaciamiento entre los tendones no debe exceder de 1,8 m.
 - Si el espaciamiento entre los tendones excede de 1,4 m se debe colocar armadura adherida adicional de contracción y temperatura, de acuerdo con 9.7.2, entre los tendones en los bordes de la losa. La armadura adicional se extenderá desde los bordes de la losa hasta una distancia igual al espaciamiento entre los tendones.

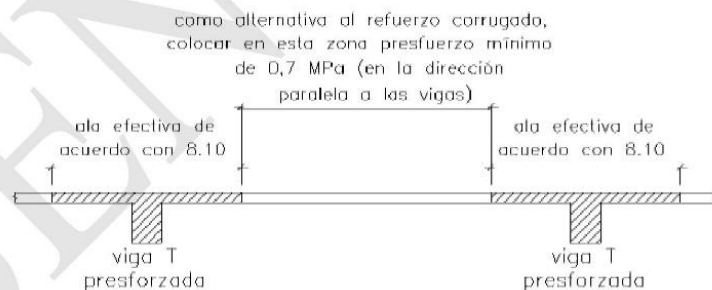


Fig. 9.7.7 Acero de preesfuerzo utilizado como refuerzo de retracción y temperatura en una losa.

9.8 ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO

- 9.8.1** En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 400 mm.
- 9.9 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN. CONTROL DE LA FISURACIÓN**
- 9.9.1** Esta Sección establece los requisitos para la distribución del refuerzo de flexión, con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en vigas y losas armadas en una dirección.
- 9.9.2** La distribución de la armadura por flexión en losas armadas en dos direcciones se hará de acuerdo a lo señalado en 13.3.

- 9.9.3** El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas en tracción máxima del elemento para controlar el ancho de las grietas por flexión. Su distribución y esfuerzo bajo condiciones de servicio deberá ser tal que permita obtener un valor del parámetro Z menor o igual que 26 KN/mm. El parámetro Z se calculará mediante:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A_{ct}} \quad (9-18)$$

donde f_s es el esfuerzo en el acero, en MPa, el cual puede estimarse sobre la base del momento flector en condiciones de servicio M_s , mediante:

$$f_s = \frac{M_s}{(0,9 d A_s)} \quad (9-19)$$

d_c : espesor del recubrimiento (mm) de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

A_{ct} : área efectiva del concreto en tracción (mm²) que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras. Cuando el refuerzo principal de tracción está compuesto por barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre al área de la barra de mayor diámetro.

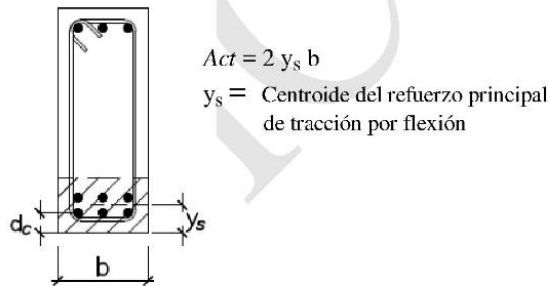


Fig. 9.9.3 Área efectiva de concreto en tracción.

- 9.9.4** Las disposiciones del 9.9.3 no son suficientes para elementos expuestos a ambientes agresivos ni para obtener elementos impermeables. En tales casos, deberán tomarse precauciones especiales para controlar la fisuración.
- 9.9.5** Cuando las alas de las vigas T estén sujetas a tracción, una parte del refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse en el ancho efectivo del ala (véase 8.10) o en un ancho igual a 1/10 de la luz del tramo, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de 1/10 de la luz, se debe colocar refuerzo longitudinal en las zonas más externas del ala.
- 9.9.6** Si el peralte h de una viga o nervadura excede de 900 mm, se deberá colocar armadura (superficial) longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma, en una distancia $0,5 h$ cercana de la armadura principal de tracción por flexión. El espaciamiento de la armadura superficial no excederá del menor de los siguientes valores:

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 380 (250 / f_s) - 2,5 C_c \quad (9-20)$$

$$s \leq 300 (250 / f_s) \quad (9-21)$$

donde C_c es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento y f_s es el esfuerzo en el acero principal de flexión calculado con 9-19.

El refuerzo superficial se puede incluir en el cálculo de la resistencia a flexión de la sección únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.

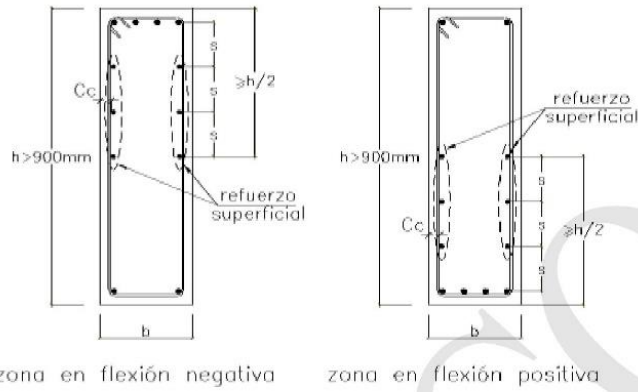


Fig. 9.9.6 Refuerzo superficial en vigas con peralte mayor a 900 mm

CAPÍTULO 10 FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

10.1 ALCANCE

Las disposiciones del Capítulo 10 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a esfuerzos originados por la flexión o la carga axial, o la combinación de estas.

10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

10.2.1 El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe basarse en las hipótesis dadas en 10.2.2 a 10.2.7, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

10.2.2 Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran peralte definidas en 10.7.1, debe emplearse un análisis que considere la distribución no lineal de las deformaciones unitarias.

10.2.3 La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0,003.

10.2.4 El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

10.2.5 La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de 18.4.

10.2.6 La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

10.2.7 El requisito de 10.2.6 se satisface si se asume una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida como sigue:

10.2.7.1 Un esfuerzo en el concreto de $0,85 f_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal del elemento y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

10.2.7.2 La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima en compresión al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

10.2.7.3 Para f_c entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para f_c mayor o igual a 56 MPa, β_1 se debe tomar como 0,65. Para f_c entre 28 y 56 MPa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.

10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

10.3.1 El diseño de las secciones transversales sometidas a flexión, carga axial, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis de 10.2.

10.3.2 La condición de falla balanceada se produce en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria máxima utilizable ϵ_{cu} de 0,003. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

- 10.3.3** Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para incrementar la resistencia de elementos sometidos a flexión.
- 10.3.4** En elementos no preesforzados sujetos a flexión o flexocompresión en los cuales ϕP_n sea menor que $0,1 f_c A_g$, el refuerzo de acero en tracción no deberá exceder de $0,75 A_{sb}$, donde A_{sb} es la cantidad de acero en tracción que produce la falla balanceada en la sección, definida en 10.3.2.
En elementos con refuerzo en compresión, la porción de A_{sb} equilibrada por el refuerzo en compresión no deberá reducirse mediante el factor 0,75 estipulado en el párrafo anterior.
- 10.3.5** En elementos no preesforzados sujetos a flexión o flexocompresión en los cuales ϕP_n sea menor que $0,1 f_c A_g$, puede considerarse alternativamente que el requisito de 10.3.4, relativo a la cantidad máxima de acero en tracción, se cumple cuando la deformación unitaria neta, ϵ_t , del acero en tracción más alejado del borde comprimido es mayor o igual a 0.004 (véase la definición de ϵ_t en 8.4.1 y la figura 8.4.1). Este criterio es aplicable a secciones de cualquier forma, sin acero de compresión o con él y/o con acero repartido en el alma.
- 10.3.6** La resistencia de diseño ϕP_n de elementos en compresión no debe exceder del valor calculado usando la ecuación (10-1) ó (10-2).
- 10.3.6.1** Para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral que cumplan con 7.10.4 o para elementos compuestos que cumplan con 10.16:

$$\phi P_n \text{ max} = 0,85 \phi P_{on} = 0,85 \phi [0,85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-1)$$
- 10.3.6.2** Para elementos no preesforzados con estribos que cumplan con 7.10.5:

$$\phi P_n \text{ max} = 0,80 \phi P_{on} = 0,80 \phi [0,85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-2)$$
- 10.3.6.3** Para elementos preesforzados, la resistencia de diseño, ϕP_n , no debe exceder de $0,85 \phi P_{on}$ para elementos con refuerzo en espiral y para elementos con estribos no debe exceder de $0,80 \phi P_{on}$.
- 10.3.7** Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La fuerza axial amplificada P_u , a una excentricidad dada, no debe exceder de la resistencia de diseño especificada en 10.3.6. El momento máximo amplificado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con 10.10.

10.4 DISTANCIA ENTRE LOS APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

- 10.4.1** La separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b del ala o cara en compresión.
- 10.4.2** Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

- 10.5.1** En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$), donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad f_r = 0,62 \sqrt{f_c}$$

- 10.5.2** El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_s \text{ min} = \frac{0,22 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \quad (10-3)$$

- 10.5.3** No es necesario satisfacer los requisitos de 10.5.1 y 10.5.2, si en cada sección del elemento el área de acero en tracción proporcionada es al menos un tercio superior a la requerida por análisis.

- 10.5.4** Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, el acero mínimo en la dirección de la luz debe ser el requerido por 9.7. Cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no sea menor de 0,0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 400 mm.

10.6 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

- 10.6.1** El refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de 9.7, 9.8 y 9.9.

10.7 VIGAS DE GRAN PERALTE

- 10.7.1** Las vigas de gran peralte son elementos cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta, de manera que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos y tienen:

- (a) luz libre, ℓ_n , igual o menor a cuatro veces el peralte total del elemento, o
- (b) regiones con cargas concentradas a una distancia del apoyo menor a dos veces el peralte de la viga.

- 10.7.2** Las vigas de gran peralte deben ser diseñadas tomando en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones.

- 10.7.3** El área mínima de refuerzo en tracción, debe cumplir con las disposiciones de 10.5.

- 10.7.4** Para el anclaje de refuerzo deberá tomarse en cuenta lo especificado en 12.10.6.

- 10.7.5** Si alguna cara en compresión no tuviera arriostre lateral, deberá revisarse la estabilidad lateral de la viga. La separación máxima entre los apoyos laterales no excederá de lo indicado en 10.4.1.

- 10.7.6** La resistencia al corte V_n para vigas de gran peralte debe estar de acuerdo con 11.8.

- 10.7.7** El refuerzo mínimo horizontal y vertical en las caras laterales de vigas de gran peralte debe cumplir con 11.8.8 y 11.8.9.

10.8 DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.8.1 Elementos en compresión aislados con espirales múltiples

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión, con dos o más espirales entrelazadas, deben tomarse a una distancia fuera de los límites extremos de los espirales, igual al recubrimiento mínimo del concreto establecido en 7.7.

10.8.2 Elementos en compresión contruidos monolíticamente con muros.

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro o pilar de concreto, no deben tomarse a más de 40 mm fuera de la espiral o estribos de dicho elemento.

10.8.3 Límites de la sección.

Para un elemento en compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de resistencia, se permite emplear un área efectiva reducida A_g , no menor que la mitad del área total, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia.

10.9 LÍMITES DEL REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.9.1 El área de refuerzo longitudinal total, A_{st} , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 veces el área total, A_g , de la sección transversal.

10.9.2 El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de cuatro para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, tres para barras dentro de estribos triangulares y seis para barras rodeadas por espirales que cumplan con 10.9.3.

10.9.3 La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, ρ_s , no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (10-5)$$

el valor de f_{yt} (esfuerzo de fluencia del acero de la espiral) a usar en la ecuación (10-5) no debe ser mayor de 700 MPa. Para f_{yt} mayor de 420 MPa, no deben usarse empalmes traslapados de acuerdo con 7.10.4.5(a).

10.10 EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.10.1 Excepto en lo permitido en 10.10.2, el diseño de elementos a compresión, vigas de arriostamiento y otros elementos de apoyo, debe estar basado en las fuerzas y momentos amplificados obtenidos a partir de un análisis de segundo orden considerando la no linealidad del material y el agrietamiento, así como también los efectos de la curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción, el flujo plástico y la interacción con la cimentación.

Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento no deben diferir en más del 10% de las utilizadas para el análisis, de lo contrario debe repetirse el análisis. El procedimiento de análisis debe demostrar que genera predicciones de la resistencia que están de acuerdo de manera sustancial con ensayos representativos de columnas en estructuras estáticamente indeterminadas de concreto reforzado.

10.10.2 Como alternativa al procedimiento indicado en 10.10.1, se permite basar el diseño de elementos a compresión, vigas de arriostamiento y otros elementos de apoyo en las fuerzas axiales y momentos obtenidos a partir de los análisis aproximados descritos en 10.11.

10.11 MOMENTOS MAGNIFICADOS — GENERALIDADES

10.11.1 Las fuerzas axiales amplificadas P_u , los momentos amplificados M_1 y M_2 en los extremos de columna y, cuando se requiera, la deriva (desplazamiento lateral relativo) del entrepiso, Δ_o , deben ser calculadas a través de un análisis estructural elástico de primer orden tomando en cuenta el efecto en las propiedades de la sección de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas. Alternativamente, se permite usar las siguientes propiedades para los elementos estructurales.

- | | | |
|-----|-----------------------------|----------------|
| (a) | Módulo de elasticidad | E_c de 8.5.1 |
| (b) | Momentos de inercia, I | |
| | Vigas | 0,35 I_g |
| | Columnas | 0,70 I_g |
| | Muros no agrietados | 0,70 I_g |
| | Muros agrietados | 0,35 I_g |
| | Losas planas sin vigas..... | 0,25 I_g |
| (c) | Área | A_g |

Los momentos de inercia, I , deben dividirse por $(1 + \beta_d)$ cuando actúen cargas laterales sostenidas o para las verificaciones de estabilidad hechas de acuerdo con 10.13.6. Para pórticos arriostrados, β_d es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida amplificada y la máxima fuerza axial amplificada asociada con la misma combinación de carga. Para pórticos no arriostrados excepto lo especificado en 10.13.6, β_d es la relación entre el máximo cortante sostenido amplificado del entrepiso y el máximo cortante amplificado en ese mismo entrepiso.

10.11.2 Se puede tomar el radio de giro, r , igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0,25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión. Para otras formas, se permite calcular el radio de giro para la sección bruta de concreto.

10.11.3 Longitud no arriostrada de un elemento en compresión

10.11.3.1 La longitud no arriostrada de un elemento en compresión, ℓ_u , debe tomarse como la distancia libre entre las losas de piso, vigas u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando.

10.11.3.2 Cuando existan capiteles o cartelas en las columnas, ℓ_u debe medirse hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

10.11.4 Las columnas y entrepisos en una estructura deben ser diseñados como columnas y entrepisos con desplazamiento lateral (no arriostrados) o sin desplazamiento lateral (arriostrados). El diseño de columnas en estructuras o entrepisos arriostrados debe basarse en 10.12. El diseño de columnas en estructuras o entrepisos no arriostrados debe basarse en 10.13.

10.11.4.1 Se permite suponer como arriostrada (sin desplazamiento lateral) una columna dentro de una estructura, si el incremento en los momentos en los extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5% de los mismos momentos calculados con un análisis de primer orden.

10.11.4.2 También se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un entrepiso en la estructura si el índice de estabilidad del entrepiso, Q :

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta o}{V_{us} h_e} \quad (10-6)$$

es menor o igual a 0,06. En la ecuación 10-6:

$\sum Pu$: Suma de las cargas amplificadas, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para el caso de solicitaciones sísmicas $\sum Pu$ debe basarse en la misma fracción de la sobrecarga utilizada para el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales.

Δo : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden.

Para el caso de fuerzas laterales de sismo, Δo deberá multiplicarse por 0,75 veces el factor de reducción (R) considerado en la determinación de estas fuerzas tal como se estipula en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

V_{us} : Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

h_e : Altura del entrepiso medida piso a piso.

10.11.5 Ningún elemento en compresión dentro de una estructura tendrá una esbeltez $k\ell_u/r$ mayor a 100.

10.11.6 Para elementos a compresión sometidos a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento respecto a cada eje debe ser magnificado separadamente sobre la base de las condiciones de restricción correspondientes a dicho eje.

10.12 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

10.12.1 Para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva, \bar{k} , debe tomarse igual a 1,0, a menos que se demuestre por análisis que se justifica utilizar un valor más bajo. El cálculo de k debe basarse en los valores de E_c e I dados en 10.11.1.

10.12.2 En estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{k \ell u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad (10-7)$$

En la ecuación 10-7, el término $[34 - 12(M1/M2)]$ no debe tomarse mayor que 40. El término $M1/M2$ es positivo si el elemento se flexiona en curvatura simple y negativo si el elemento se flexiona en curvatura doble.

10.12.3 Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_u y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c , como sigue:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (10-8)$$

donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0 \quad (10-9)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \ell u)^2} \quad (10-10)$$

EI debe tomarse como:

$$EI = \frac{(0,2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (10-11)$$

Alternativamente:
$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (10-12)$$

10.12.3.1 Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \geq 0,4 \quad (10-13)$$

donde $M1/M2$ es positivo si la columna se flexiona en curvatura simple. Para elementos con cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como 1,0.

10.12.3.2 El momento amplificado, M_2 , en la ecuación (10-8) no debe tomarse menor que

$$M_{2, \min} = P_u (15 + 0,03h) \quad (10-14)$$

alrededor de cada eje separadamente, donde 15 y h están en mm. Para elementos en los que $M_{2, \min}$ supera a M_2 , el valor de C_m en la ecuación (10-13) debe ser tomado como 1,0 o estar basado en la relación de los momentos calculados para los extremos, dividiendo M_1 por M_2 .

10.13 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL

10.13.1 Para elementos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva k debe determinarse usando los valores de E_c e I dados en 10.11.1 y no debe ser menor que 1,0.

10.13.2 Para elementos en compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, pueden desprejarse los efectos de la esbeltez cuando $k\ell_u/r$ es menor que 22.

10.13.3 Los momentos M_1 y M_2 en los extremos de un elemento individual a compresión deben tomarse como:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (10-15)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (10-16)$$

donde $\delta_s M_{1s}$ y $\delta_s M_{2s}$ deben calcularse de acuerdo con 10.13.4

10.13.4 Cálculo de $\delta_s M_s$

10.13.4.1 Los momentos magnificados por desplazamiento lateral, $\delta_s M_s$, son los momentos en los extremos de la columna calculados a través de un análisis elástico de segundo orden basado en las rigideces del elemento dadas en 10.11.1

10.13.4.2 Alternativamente, se permite calcular $\delta_s M_s$ como

$$\delta_s M_s = \frac{1}{1-Q} M_s \geq M_s \quad (10-17)$$

Si δ_s calculado de esta manera es mayor que 1,5 entonces $\delta_s M_s$ debe calcularse usando 10.13.4.1 (análisis de segundo orden) ó 10.13.4.3.

10.13.4.3 Alternativamente, se puede calcular el momento magnificado, $\delta_s M_s$, como:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq M_s \quad (10-18)$$

donde $\sum P_u$ es la sumatoria de todas las cargas verticales amplificadas en el entrepiso considerado y $\sum P_c$ es la sumatoria para todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso. P_c se calcula usando la ecuación (10-10) con el valor k de 10.13.1 y el valor para EI obtenido de la ecuación (10-11) o la ecuación (10-12).

10.13.5 Si un elemento individual en compresión cumple con:

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}} \quad (10-19)$$

éste debe ser diseñado para la fuerza amplificada P_u y el momento M_c calculado usando 10.12.3 en donde M_1 y M_2 se calculan de acuerdo con 10.13.3, β_d según se definió para la combinación de cargas considerada, y k según lo definido en 10.12.1

10.13.6 Adicionalmente a las combinaciones de carga que incluyen cargas laterales, debe considerarse la resistencia y estabilidad de la estructura como un todo frente a la acción de las cargas gravitacionales amplificadas.

(a) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de 10.13.4.1, la relación entre la deflexión lateral de segundo orden y la deflexión lateral de primer orden, para carga muerta y carga viva

amplificadas más la carga lateral amplificada aplicada a la estructura, no debe exceder de 2,5.

- (b) Cuando $\delta_s Ms$ se calcula a partir de 10.13.4.2, el valor de Q calculado usando $\sum Pu$ para carga muerta y viva amplificadas ($1,4 CM + 1,7 CV$) no debe exceder 0,60.
- (c) Cuando $\delta_s Ms$ se calcula a partir de 10.13.4.3, δ_s calculado usando $\sum Pu$ y $\sum Pc$ correspondientes a carga muerta y viva amplificadas debe ser positivo y no exceder de 2,5

En (a), (b) y (c) anteriores, βd debe tomarse como la relación entre la máxima carga axial amplificada que actúa en forma permanente y la máxima carga axial amplificada total.

10.13.7 En estructuras con desplazamiento lateral, los elementos a flexión deben diseñarse para los momentos magnificados totales provenientes de los elementos a compresión que concurren al nudo.

10.14 ELEMENTOS CARGADOS AXIALMENTE QUE SOPORTAN SISTEMAS DE LOSAS

Los elementos cargados axialmente que soportan un sistema de losas incluido dentro del alcance de 13.1, deben diseñarse como se dispone en el Capítulo 10 y de acuerdo con los requisitos adicionales del Capítulo 13.

10.15 TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVÉS DE LOSAS DE PISO

Si la resistencia especificada en compresión del concreto, f'_c , de una columna es 1,4 veces mayor que la del sistema de piso, la transmisión de la carga a través de la losa de piso debe lograrse de acuerdo con alguna de las alternativas especificadas en 10.15.1, 10.15.2 ó 10.15.3.

10.15.1 El concreto de resistencia especificada para la columna deberá vaciarse en el piso en la ubicación de la columna y en un área formada por 600 mm adicionales a cada lado de la cara de la columna. El concreto de la columna debe ser monolítico con el concreto del piso y debe colocarse de acuerdo con 6.4.6 y 6.4.7.

10.15.2 La resistencia de una columna a través de la losa de piso debe basarse en el menor valor de la resistencia del concreto con pasadores verticales (*dowels*) y con espirales, según se requiera.

10.15.3 Para columnas confinadas lateralmente por los cuatro lados con vigas de peralte aproximadamente igual o por losas macizas, se permite basar la resistencia de la columna en una resistencia equivalente del concreto en la conexión de la columna, igual al 75% de la resistencia del concreto de la columna más el 35% de la resistencia del concreto del piso. Al aplicar 10.15.3, la relación entre la resistencia del concreto de la columna y la resistencia del concreto de la losa no debe ser mayor que 2,5 para el diseño.

10.16 ELEMENTOS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

10.16.1 Los elementos compuestos sometidos a compresión deben incluir a todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

10.16.2 La resistencia de elementos compuestos debe calcularse para las mismas condiciones limitantes que se aplican a los elementos comunes de concreto reforzado.

10.16.3 Toda resistencia a la carga axial asignada al concreto de un elemento compuesto debe transmitirse a este mediante ménsulas u otros elementos que se apoyen directamente en el concreto del elemento compuesto.

10.16.4 Toda resistencia a carga axial no asignada al concreto en un elemento compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil estructural, tubería o tubo de acero estructural.

10.16.5 Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro, r , de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por:

$$r = \sqrt{\frac{(Ec Ig / 5) + Es Isx}{(Ec Ag / 5) + Es Asx}} \quad (10-20)$$

y como alternativa a un cálculo más preciso, EI en la ecuación (10-10) debe tomarse ya sea como lo indica la ecuación (10-11) o por medio de

$$EI = \frac{(Ec Ig / 5)}{1 + \beta d} + Es Isx \quad (10-21)$$

10.16.6 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

10.16.6.1 Para un elemento compuesto con el núcleo de concreto confinado (enfundado) en acero estructural, el espesor del acero de confinamiento no debe ser menor que:

$$b \sqrt{\frac{fy}{3 Es}}, \text{ para cada cara de ancho } b$$

ni que:

$$D \sqrt{\frac{fy}{8 Es}}, \text{ para secciones circulares de diámetro } D$$

10.16.6.2 Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de concreto confinado se utilicen en el cálculo de Asx e Isx .

10.16.7 Refuerzo en espiral alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto reforzado con espiral alrededor de un núcleo de acero estructural debe satisfacer 10.16.7.1 a 10.16.7.5.

10.16.7.1 La resistencia especificada a la compresión, f_c , no debe ser menor que la mencionada en 9.4.

10.16.7.2 La resistencia de diseño a la fluencia del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado del acero estructural usado, pero sin exceder de 350 MPa.

10.16.7.3 El refuerzo en espiral debe cumplir con lo especificado en 10.9.3.

10.16.7.4 La cuantía de las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral no deben ser menor de 0,01 ni mayor de 0,06 veces el área neta de la sección de concreto.

10.16.7.5 Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral se consideren en el cálculo de Asx e Isx .

10.16.8 Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto confinado lateralmente por estribos alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con 10.16.8.1 a 10.16.8.8.

10.16.8.1 La resistencia especificada a la compresión, f_c , no debe ser menor que la mencionada en 9.4.

10.16.8.2 La resistencia de diseño a la fluencia del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.

10.16.8.3 Los estribos transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

- 10.16.8.4 Los estribos transversales deben tener un diámetro no menor que 0,02 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores de 3/8" y no necesitan ser mayores que 5/8". Puede emplearse refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente.
- 10.16.8.5 El espaciamiento vertical entre los estribos transversales no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, de 48 veces el diámetro de los estribos ni de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.
- 10.16.8.6 La cuantía de las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos no debe ser menor de 0,01 ni mayor de 0,06 veces al área neta del concreto.
- 10.16.8.7 Debe colocarse una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular y adicionalmente barras longitudinales espaciadas a no más de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.
- 10.16.8.8 Se permite que las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos se consideren para calcular A_{sx} para resistencia pero no para calcular I_{xx} al evaluar los efectos de esbeltez.

10.17 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

- 10.17.1 La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder $\phi(0,85 f'c A1)$ excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada. En este caso se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada se multiplique por $\sqrt{A2 / A1}$, pero no más que 2 (figura 10.17.1).

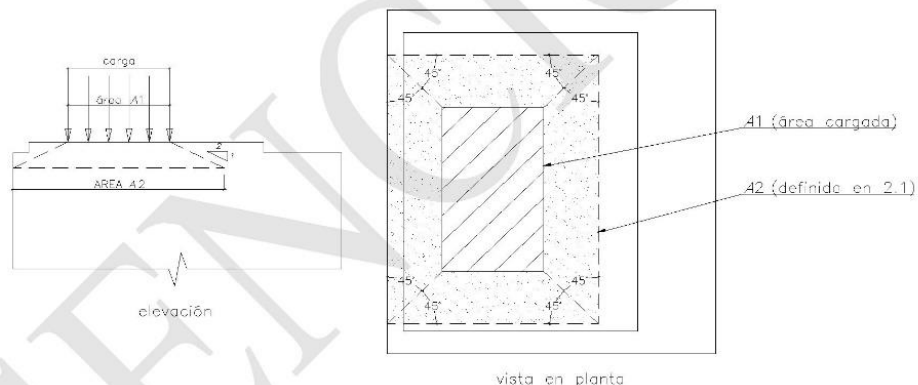


Fig. 10.17.1 Áreas de aplastamiento A1 y A2.

- 10.17.2 El numeral 10.17 no es aplicable a anclajes de postensado.

10.18 FLEXIÓN BIAIXIAL

Cuando las columnas están sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, el diseño deberá hacerse a partir de las hipótesis y principios dados en 10.2 y 10.3. Alternativamente se podrá usar la siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \tag{10-22}$$

donde :

- P_n es la resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial.
- P_{nx} es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).
- P_{ny} es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$).
- P_{on} es la resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x = e_y = 0$) que se calcula mediante: $0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$

Deberá verificarse que la resistencia de diseño no exceda de lo especificado en 10.3.6.

La ecuación 10-22 es válida para valores de $P_u \geq 0,1 \phi P_{on}$; para valores menores de la carga axial P_u , se usará la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1,0 \quad (10-23)$$

donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencias de diseño de la sección con respecto a los ejes X e Y respectivamente. La ecuación 10-23 es aplicable también a vigas sometidas a flexión biaxial.

SENCICCO

CAPÍTULO 11 CORTANTE Y TORSIÓN

11.1 RESISTENCIA AL CORTANTE

11.1.1 El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación 11-1 (Diseño por Resistencia):

$$\phi V_n \geq V_u \quad (11-1)$$

donde V_u es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (11-2)$$

En la ecuación 11-2 V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, ambas calculadas de acuerdo a las disposiciones de este Capítulo.

11.1.1.1 Al determinar V_n , debe considerarse el efecto de cualquier abertura en los elementos. Las aberturas en el alma de un elemento reducen su resistencia al cortante.

11.1.1.2 Al determinar V_c y cuando sea aplicable, deben incluirse los efectos de tracción axial debida al flujo plástico y retracción en elementos restringidos y los efectos de la compresión inclinada por flexión en los elementos de altura variable. En elementos de peralte variable, la fuerza cortante interna en cualquier sección, aumenta o disminuye debido a la componente vertical de la resultante de los esfuerzos de compresión por flexión o de la componente vertical de la resultante de las fuerzas de tracción por flexión en el acero de refuerzo.

11.1.2 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este Capítulo no deben exceder 8,3 MPa excepto en lo permitido en 11.1.2.1.

11.1.2.1 Se permite usar valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que 8,3 MPa al calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas de concreto preesforzado con un refuerzo mínimo en el alma que cumpla con lo dispuesto en 11.5.6.2, 11.5.6.3 ú 11.6.5.2.

11.1.3 Se permiten diseñar las secciones ubicadas entre la cara del apoyo y la sección crítica definida en 11.1.3.1 ú 11.1.3.2, con la fuerza cortante V_u calculada en la sección crítica, cuando se cumplan las tres condiciones siguientes:

- (a) la reacción en el apoyo en la dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento,
- (b) las cargas están aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento,
- (c) no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la ubicación de la sección crítica definida en 11.1.3.1 ú 11.1.3.2.

11.1.3.1 Para elementos no preesforzados, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor a d , medida desde la cara del apoyo, para la fuerza cortante V_u calculada a la distancia d de la cara del apoyo (figuras 11.1.3.1 a y b).

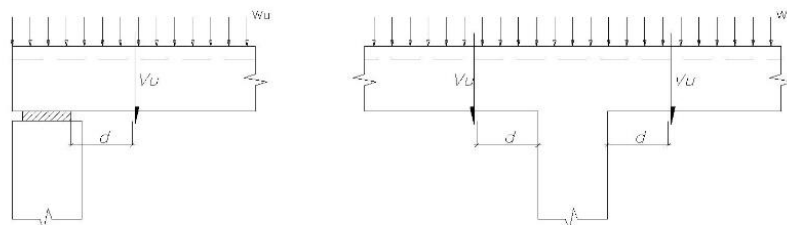


Fig. 11.1.3.1.a Condiciones de apoyo y de aplicación de las cargas externas en las cuales se puede reducir la fuerza V_u de diseño a d de la cara.

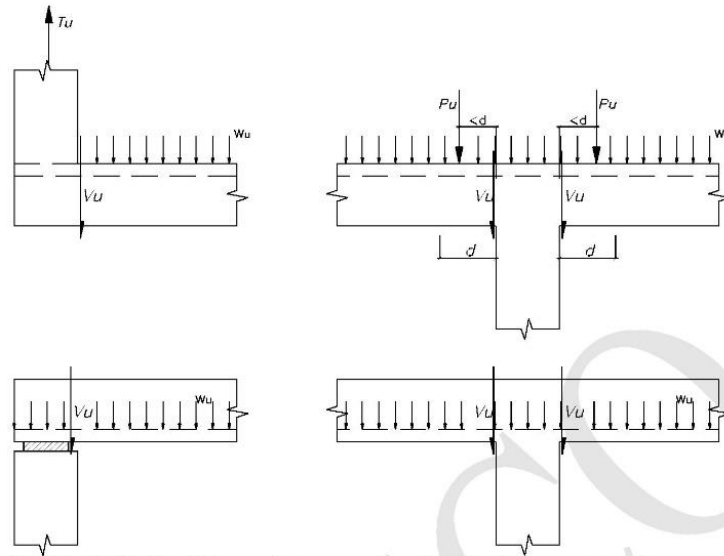


Fig. 11.1.3.1.b Condiciones de apoyo y de aplicación de las cargas externas en las cuales no se puede reducir la fuerza V_u de diseño.

- 11.1.3.2** Para elementos de concreto preesforzado, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor que $h/2$ (h es el peralte total del elemento) desde la cara del apoyo, para la fuerza cortante V_u calculada a la distancia $h/2$ de la cara del apoyo.
- 11.1.4** Para elementos de gran peralte, losas, zapatas, muros, ménsulas y cartelas, deben aplicarse las disposiciones especiales de 11.8 a 11.12.
- 11.2 CONCRETO LIVIANO**
- 11.2.1** Las disposiciones para la resistencia a cortante y torsión se aplican a los concretos de peso normal. Cuando se emplea concreto con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las siguientes modificaciones en el término $\sqrt{f'_c}$ contenido en el Capítulo 11, excepto en 11.5.5.3, 11.5.7.9, 11.6.3.1 y 11.12.3.2.
- 11.2.1.1** Cuando se ha especificado el valor de f_{ct} y el concreto se ha dosificado de acuerdo con 5.2, debe reemplazarse $\sqrt{f'_c}$ por $1,8 f_{ct}$, pero el valor de $1,8 f_{ct}$ no debe exceder de $\sqrt{f'_c}$.
- 11.2.1.2** Cuando el valor f_{ct} no esté especificado, todos los valores de $\sqrt{f'_c}$ deben multiplicarse por 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes, y por 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal. Se permite usar una interpolación lineal cuando la arena se sustituya parcialmente.
- 11.3 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS NO PREESFORZADOS**
- 11.3.1** La resistencia nominal proporcionada por el concreto, V_c , debe calcularse según las disposiciones de 11.3.1.1 a 11.3.1.3, a menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con 11.3.2.
- 11.3.1.1** Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} b w d \quad (11-3)$$

11.3.1.2 Para elementos sometidos a compresión axial Nu :

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g} \right) b w d \quad (11-4)$$

La cantidad Nu/A_g debe expresarse en MPa.

11.3.1.3 Para elementos sometidos a tracción axial significativa, V_c debe tomarse como cero a menos que se haga un análisis más detallado usando 11.3.2.3.

11.3.2 Se permite calcular V_c mediante el método más detallado de 11.3.2.1 a 11.3.2.3.

11.3.2.1 Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = \left(0,16 \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b w d \quad (11-5)$$

pero no mayor que $0,29 \sqrt{f'_c} b w d$. Además el término $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1,0 al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5). M_u y V_u deben determinarse en la sección analizada para la misma combinación de cargas.

11.3.2.2 Para elementos sometidos a compresión axial, se permite utilizar la ecuación (11-5) para calcular V_c con M_m sustituyendo a M_u y $V_u d / M_u$ no limitada a 1,0 donde:

$$M_m = M_u - Nu \left(\frac{4h - d}{8} \right) \quad (11-6)$$

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que

$$V_c = 0,29 \sqrt{f'_c} b w d \sqrt{1 + \frac{0,29 Nu}{A_g}} \quad (11-7)$$

La cantidad Nu/A_g debe expresarse en MPa. Cuando M_m , calculado por medio de la ecuación (11-6) es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación (11-7).

11.3.2.3 Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} \left(1 - \frac{0,29 Nu}{A_g} \right) b w d \quad (11-8)$$

pero no menor que cero, donde Nu es la fuerza de tracción y Nu/A_g debe expresarse en MPa.

11.3.3 Para elementos circulares, el área usada para calcular V_c debe tomarse como el producto del diámetro y el peralte efectivo d de la sección de concreto. Se permite asumir que el peralte efectivo de la sección de concreto equivale a 0,80 veces el diámetro de la sección de concreto.

11.4 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS PREESFORZADOS

11.4.1 En 11.4, el peralte efectivo d , debe tomarse como la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal preesforzado y no preesforzado en tracción, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor que 0,80 h .

11.4.2 Para elementos que tengan una fuerza efectiva de preesfuerzo no menor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de preesfuerzo por flexión ($A_{ps} f_{pu}$), se permite utilizar 11-9, salvo que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con 11.4.3.

$$V_c = \left(0,05\sqrt{f_c} + 4,8 \frac{V_u dp}{M_u} \right) bwd \quad (11-9)$$

pero no es necesario considerar V_c menor que $0,17\sqrt{f_c} bwd$. Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que $0,42\sqrt{f_c} bwd$ ni que el valor dado en 11.4.4 u 11.4.5. Además $V_u dp / M_u$ no se debe tomar mayor que 1,0. M_u y V_u deben determinarse en la sección analizada para la misma combinación de cargas.

11.4.3 Para los cálculos más detallados permitidos en 11.4.2, V_c debe tomarse como el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} calculados de acuerdo con 11.4.3.1 y 11.4.3.2 respectivamente.

11.4.3.1 V_{ci} se debe calcular con:

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f_c} bw dp + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (11-10)$$

donde no hay necesidad de considerar dp menor que $0,80h$ y M_{cre} se calcula con:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_t} \right) (0,5\sqrt{f_c} + f_{pe} - f_d) \quad (11-11)$$

los valores de M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento amplificado en la sección. No hay necesidad de tomar V_{ci} menor que $0,14\sqrt{f_c} bwd$.

11.4.3.2 V_{cw} se debe calcular con:

$$V_{cw} = \left(0,29\sqrt{f_c} + 0,3 f_{pc} \right) bw dp + V_p \quad (11-12)$$

donde no hay necesidad de tomar dp menor de $0,80h$.

Alternativamente, V_{cw} puede considerarse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de $0,33\sqrt{f_c}$ en el eje centroidal del elemento o en la intersección del ala con el alma cuando el eje centroidal se ubique en el ala. En elementos compuestos, el esfuerzo principal de tracción se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

11.4.4 En un elemento pretensado en el cual la sección a una distancia $h/2$ medida a partir de la cara del apoyo esté más cercana del extremo del elemento que la longitud de transferencia del acero de preesforzado, debe tenerse en cuenta la reducción del preesforzado cuando se calcule V_{cw} . Este valor de V_{cw} también debe considerarse como el límite máximo para la ecuación (11-9). Debe suponerse que la fuerza de preesforzado varía linealmente desde cero en el extremo del acero de preesforzado hasta un máximo a una distancia del extremo del acero de preesforzado igual a la longitud de transferencia, que se supone de 50 veces el diámetro en torones (strand) y de 100 veces el diámetro en alambres individuales.

11.4.5 En un elemento pretensado, donde la adherencia de algunos tendones no se extienda hasta el extremo del elemento, debe considerarse un preesfuerzo reducido al calcular V_c de acuerdo con 11.4.2 u 11.4.3. El valor de V_{cw} calculado usando el preesforzado reducido también debe tomarse como el límite máximo para la ecuación (11-9). La fuerza de preesforzado debida a los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del elemento, puede suponerse que varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia desde este punto igual a la longitud de transferencia, suponiéndola de 50 veces el diámetro en torones (strand) y de 100 veces el diámetro en alambres individuales.

11.5 RESISTENCIA PROPORCIONADA POR EL REFUERZO DE CORTANTE

11.5.1 Tipos de refuerzo de cortante

11.5.1.1 Se permite utilizar como refuerzo de cortante:

- (a) Estribos perpendiculares al eje del elemento.
- (b) Refuerzo electro soldado con alambres perpendiculares al eje del elemento.
- (c) Espirales.

11.5.1.2 Para elementos no preesforzados, también se permite utilizar como refuerzo de cortante:

- (a) Estribos que formen un ángulo de 45° o más con el refuerzo longitudinal de tracción.
- (b) Barras dobladas, consistentes en refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal de tracción.
- (c) Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.

11.5.2 Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo de cortante no deben exceder 420 MPa.

11.5.3 Cuando los requisitos de 11.5 se utilicen en elementos preesforzados, d debe tomarse como la distancia medida desde la fibra extrema en compresión al centroide de refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0,80h$.

11.5.4 Los estribos y otras barras o alambres usados como refuerzo de cortante deben extenderse hasta una distancia d medida desde la fibra extrema en compresión y deben desarrollarse en ambos extremos de acuerdo con lo indicado en 12.13. El refuerzo de cortante y torsión deberá estar anclado de manera adecuada en ambos extremos, a fin de que sea completamente efectivo en cualquiera de los lados de una fisura inclinada potencial.

11.5.5 Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante

11.5.5.1 El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado, de $0,75h$ en elementos preesforzados, ni de 600 mm en ambos casos.

11.5.5.2 Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben estar espaciados de manera tal que cada grieta potencial a 45°, que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, $d/2$, hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante.

11.5.5.3 Donde V_s sobrepase $0,33\sqrt{f'_c} bwd$, las separaciones máximas dadas en 11.5.5.1 y 11.5.5.2 se deben reducir a la mitad.

11.5.6 Refuerzo mínimo de cortante

11.5.6.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_v \min$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) donde V_u exceda de $0,5 \phi V_c$, excepto en:

- (a) Losas y zapatas.
- (b) Losas nervadas y aligerados de concreto con viguetas definidas en 8.11.
- (c) Vigas con un peralte h menor o igual que el mayor de los siguientes valores: 250 mm, 2,5 veces el espesor del ala y 0,5 veces el ancho del alma.

11.5.6.2 Cuando se requiera refuerzo de cortante, de acuerdo con 11.5.6.1 o por análisis y cuando 11.6.1 permita que la torsión sea despreciada, $A_v \min$ para elementos preesforzados (excepto en lo previsto por 11.5.6.3) y no preesforzados se debe calcular mediante:

$$A_v \min = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{bws}{f_{yt}} \quad (11-13)$$

Pero no debe ser menor que $0,35 bws / f_{yt}$.

- 11.5.6.3** Para elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesforzado efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo por flexión ($A_{ps} f_{pu}$), el área de refuerzo para cortante debe ser mayor o igual que el menor valor dado por las ecuaciones (11-13) y (11-14).

$$A_v \min = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (11-14)$$

11.5.7 Diseño del refuerzo para cortante

- 11.5.7.1** Donde la fuerza cortante V_u exceda de ϕV_c , el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones (11-1) y (11-2) y V_s debe calcularse de acuerdo con 11.5.7.2 a 11.5.7.9.

- 11.5.7.2** Cuando se utilice refuerzo de cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (11-15)$$

A_v es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s , proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma.

- 11.5.7.3** Cuando se usen estribos circulares o espirales como refuerzo de cortante, V_s debe calcularse usando la ecuación (11-15), donde d se define en 11.3.3, A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra en un estribo circular o espiral con un espaciamiento s , f_{yt} es la resistencia a la fluencia del estribo circular o espiral y s se mide en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

- 11.5.7.4** Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzo de cortante:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (11-16)$$

donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento y s se mide en la dirección del eje longitudinal.

- 11.5.7.5** Cuando el refuerzo de cortante consiste en una barra individual ó en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_{yt} \sin \alpha \quad (11-17)$$

pero no mayor que $0,25 \sqrt{f_c} b_w d$, donde α es el ángulo entre el refuerzo doblado y el eje longitudinal del elemento.

- 11.5.7.6** Cuando el refuerzo de cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, V_s se debe calcular por medio de la ecuación (11-16).

- 11.5.7.7** Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cada barra longitudinal que esté doblada se puede considerar efectiva como refuerzo de cortante.

- 11.5.7.8** Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo para cortante para reforzar la misma porción de un elemento, V_s debe calcularse como la suma de los valores calculados para los diversos tipos de refuerzo para cortante empleados.

- 11.5.7.9** En ningún caso se debe considerar V_s mayor que $0,66 \sqrt{f_c} b_w d$.

11.5.8 Estribos adicionales en vigas que reciben otras vigas

11.5.8.1 Cuando una carga concentrada se transmite a una viga principal a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tracción diagonal del elemento principal cerca de la unión, para lo cual se deberá colocar refuerzo transversal de suspensión en la zona de intersección de las vigas, en la viga principal (Fig. 11.5.8).

11.5.8.2 El refuerzo de suspensión estará constituido por estribos cerrados de altura total y deberán proveer una resistencia en tracción en la cara de apoyo de acuerdo con:

$$\phi Ah fy \geq Vu \frac{hs}{hp}$$

Vu es la fuerza cortante en la viga secundaria en la cara de encuentro, Ah es el área del refuerzo de suspensión adyacente a la cara de la viga de soporte (principal), hs y hp son los peraltes de las vigas secundaria y principal respectivamente y $\phi = 0,85$.

11.5.8.3 El refuerzo calculado, Ah , es adicional al necesario por fuerza cortante y torsión en la viga principal, y se colocará en ella en la longitud indicada en la Fig. 11.5.8

11.5.8.4 Cuando la viga principal soporta vigas a ambos lados, el área del refuerzo de suspensión, Ah , se calculará independientemente para cada cara de la viga principal, y se deberá disponer la mayor de las áreas requeridas para cada cara.

11.5.8.5 El refuerzo longitudinal inferior de la viga secundaria deberá colocarse por encima del refuerzo longitudinal inferior de la viga principal, y deberá anclarse adecuadamente en ella.

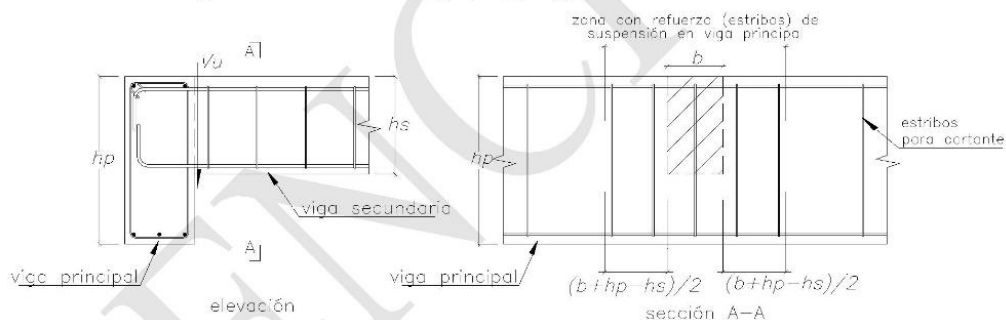


Fig. 11.5.8 Refuerzo de suspensión.

11.5.9 Estribos adicionales en vigas con cargas suspendidas

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca esfuerzos de tracción perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben las cargas de las losas en su parte inferior (vigas invertidas), se suministrarán estribos adicionales en la viga, calculados para que transmitan por tracción la carga a la viga.

11.6 DISEÑO PARA TORSIÓN

El diseño para torsión debe realizarse de acuerdo con 11.6.

11.6.1 Casos en los cuales puede ignorarse la torsión

Los momentos torsores que no exceden de aproximadamente la cuarta parte del momento torsor de agrietamiento, T_{cr} , no producen una reducción significativa en la resistencia a flexión ni en la resistencia al cortante, por lo que pueden ser ignorados. En consecuencia se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsor amplificado T_u es menor que:

(a) en elementos no preesforzados:

$$\phi 0,083\sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

(b) en elementos preesforzados:

$$\phi 0,083\sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{fpc}{0,33\sqrt{f'c}}}$$

(c) Para elementos no preesforzados sometidos a tracción axial o fuerzas de compresión:

$$\phi 0,083\sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 A_g \sqrt{f'c}}}$$

Nu es positivo para cargas de compresión y negativo para tracción.

En elementos construidos monolíticamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala usado para calcular A_{cp} y P_{cp} debe cumplir con 13.2.5 (ver figura 11.6.1). Para una sección hueca, se debe usar A_g en lugar de A_{cp} en 11.6.1 y los límites externos de la sección deben cumplir con 13.2.5.

11.6.1.1 Para los elementos aislados con alas y para elementos construidos monolíticamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala utilizado para calcular A_{cp} y P_{cp} debe cumplir con 13.2.5 (ver figura 11.6.1), excepto que las alas sobresalientes pueden despreciarse cuando el parámetro A_{cp}^2 / P_{cp} calculado para una viga con alas es menor al calculado para la misma viga ignorando las alas.

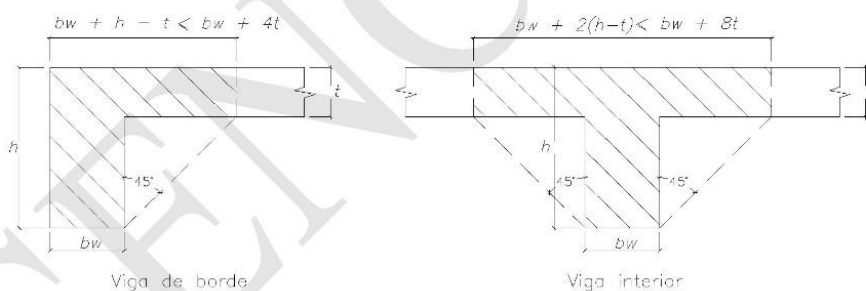


Fig. 11.6.1 Ejemplos de la porción de losa que debe considerarse para el cálculo de A_{cp} y P_{cp} .

11.6.2 Cálculo del momento torsor amplificado (torsión de equilibrio y torsión de compatibilidad)

11.6.2.1 Si el momento torsor amplificado T_u (figura 11.6.2.1) en un elemento es indispensable para mantener el equilibrio del sistema (torsión de equilibrio) y su valor excede el valor dado en 11.6.1 a), b) ó c), el elemento debe ser diseñado para soportar el íntegro de T_u de acuerdo con 11.6.3 a 11.6.6.

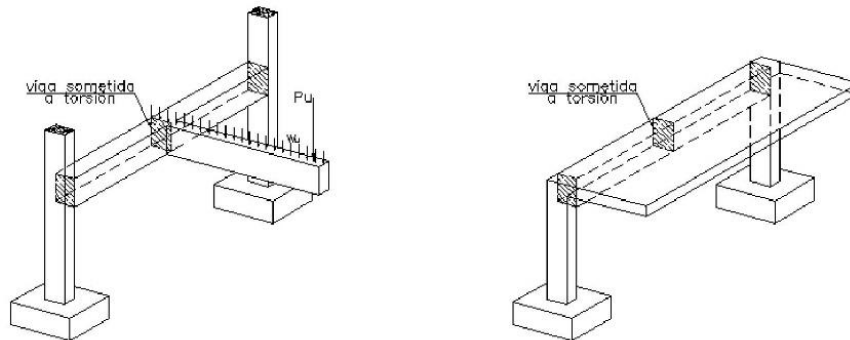


Fig. 11.6.2.1 Casos en los cuales la resistencia a la torsión es indispensable para el equilibrio de la estructura (torsión de equilibrio).

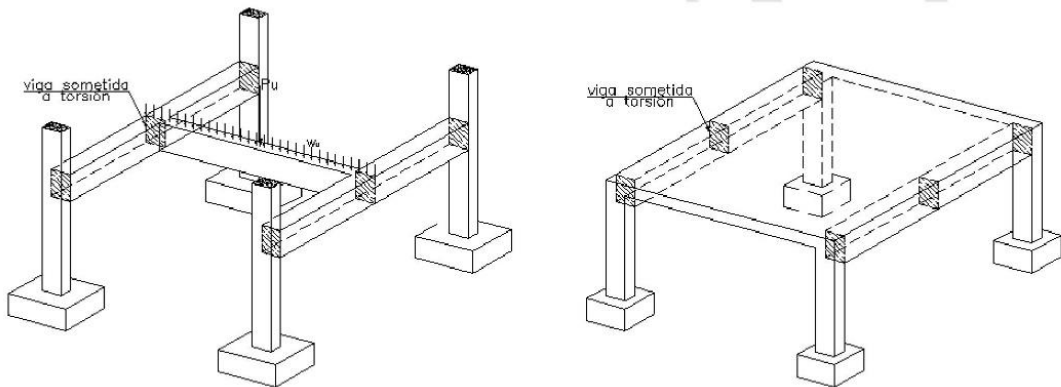


Fig. 11.6.2.2 Casos en los cuales la resistencia a la torsión no es indispensable para el equilibrio de la estructura (torsión de compatibilidad).

11.6.2.2 En estructuras estáticamente indeterminadas (figura 11.6.2.2), donde se puede producir una reducción del momento torsor en el elemento debido a la redistribución de fuerzas internas después del agrietamiento por torsión, se permite reducir el máximo torsor T_u a los valores dados en (a), (b) o (c) según corresponda:

(a) En elementos no preesforzados, en las secciones descritas en 11.6.2.4:

$$\phi 0,33 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

(b) En elementos preesforzados, en las secciones descritas en 11.6.2.5:

$$\phi 0,33 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \sqrt{f'_c}}}$$

(c) Para elementos no preesforzados sometidos a una fuerza axial de tracción o compresión:

$$\phi 0,33 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 Ag \sqrt{f'_c}}}$$

En los casos (a), (b) ó (c), los momentos de flexión y las fuerzas cortantes redistribuidas a los elementos adyacentes deben usarse en el diseño de estos elementos. Para secciones huecas, A_{cp} no debe ser reemplazado por A_g en 11.6.2.2.

11.6.2.3 A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite asumir que los momentos torsores externos provenientes de las losas se distribuyen uniformemente a lo largo del elemento.

11.6.2.4 En elementos no preesforzados, las secciones ubicadas a menos de una distancia d de la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para el valor de T_u calculado a una distancia d . Si existe un momento torsor concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

11.6.2.5 En elementos preesforzados, las secciones ubicadas a menos de una distancia $h/2$ de la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para el valor de T_u calculado a una distancia $h/2$. Si existe un momento torsor concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

11.6.3 Resistencia a la torsión

11.6.3.1 Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

(a) en secciones sólidas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \quad (11-18)$$

(b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \quad (11-19)$$

Para elementos preesforzados, d debe determinarse de acuerdo con 11.5.3.

11.6.3.2 Si el espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca, la expresión (11-19) debe ser evaluada en la ubicación en donde el lado izquierdo de esta inecuación sea máximo.

11.6.3.3 Si el espesor de la pared es menor que A_{oh} / P_h , el segundo término en la expresión (11-19) debe ser tomado como:

$$\left(\frac{T_u}{1,7 A_{oh} t}\right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando los esfuerzos.

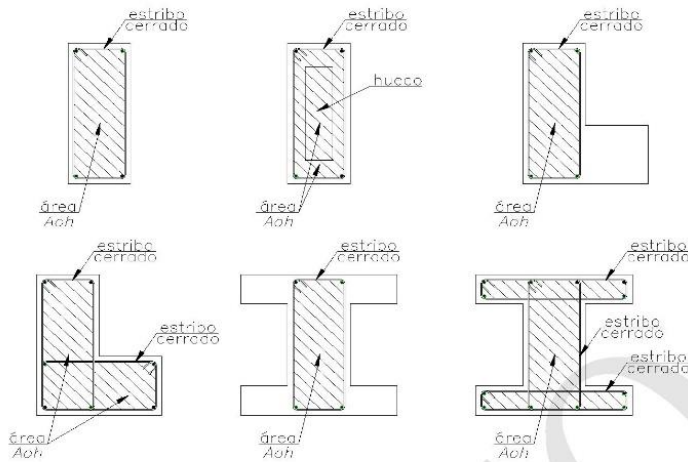


Fig. 11.6.3 Definición de A_{oh} (área sombreada).

11.6.3.4 Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo para torsión no deben exceder 420 MPa.

11.6.3.5 Donde el momento torsor T_u excede el momento torsor especificado en 11.6.1, el diseño de la sección debe basarse en:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (11-20)$$

11.6.3.6 T_n debe calcularse mediante:

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (11-21)$$

A_o debe determinarse por análisis o se puede asumir igual a $0,85 A_{oh}$.

θ no debe tomarse menor a 30° ni mayor que 60° . Se puede tomar θ igual a:

- (a) 45° en elementos no preesforzados o con un preesforzado menor al indicado en (b),
- (b) $37,5^\circ$ para elementos preesforzados con una fuerza efectiva de preesforzado no menor a un 40% de la resistencia a tracción del refuerzo longitudinal ($A_{ps} f_{pu}$).

11.6.3.7 El área adicional de refuerzo longitudinal necesario para resistir torsión, A_ℓ , no debe ser menor que:

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (11-22)$$

donde θ debe tener el mismo valor usado en la ecuación (11-21) y A_t/s debe tomarse como la cantidad calculada con la ecuación (11-21) sin modificarla de acuerdo con 11.6.5.2 ó 11.6.5.3; f_{yt} se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y f_y al refuerzo longitudinal de torsión.

11.6.3.8 El refuerzo necesario para torsión debe ser añadido al necesario para el cortante, momento flector y fuerza axial que actúan en combinación con el momento torsor. Debe cumplirse con el requisito más restrictivo para el espaciamiento y la colocación del refuerzo.

El área de estribos para cortante, A_v , se define en términos de todas las ramas de los estribos para cortante, el área de estribos para torsión, A_t , se define en términos de una sola rama y el área de todos las ramas necesarias de estribos para cortante y torsión, $A_{(v+t)}$, se calcula mediante:

$$\left(\frac{A(v+t)}{s} \right)_{\text{total}} = \frac{A_v}{s} + 2 \left(\frac{A_t}{s} \right)$$

En los estribos con más de dos ramas para cortante, sólo las ramas adyacentes a los lados de la viga deben ser incluidas en la suma, dado que las ramas interiores no son efectivas para torsión.

11.6.3.9 Se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión en la zona de compresión por flexión en una cantidad igual a $Mu / (0,9 d f_y)$, donde Mu ocurre en la sección simultáneamente con Tu , pero el refuerzo provisto no debe ser menor que el requerido por 11.6.5.3 u 11.6.6.2.

11.6.3.10 En vigas preesforzadas:

- (a) el total del refuerzo longitudinal, incluyendo el acero de preesforzado, debe resistir en cada sección Mu más una fuerza de tracción longitudinal concéntrica adicional igual a $A_\ell f_y$, basada en el valor de Tu en esa sección, y
- (b) el espaciamiento del refuerzo longitudinal incluyendo los tendones debe satisfacer los requisitos de 11.6.6.2.

11.6.3.11 En vigas preesforzadas, se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión, en el lado en compresión por flexión del elemento, por debajo de la requerida en 11.6.3.10 de acuerdo con 11.6.3.9.

11.6.4 Detalles del refuerzo para torsión

11.6.4.1 El refuerzo para torsión debe consistir en barras longitudinales o tendones y en uno o más de los siguientes tipos de refuerzo:

- (a) estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento, o
- (b) un conjunto cerrado compuesto por refuerzo electro soldado de alambre, con alambres transversales perpendiculares al eje del elemento, o
- (c) refuerzo en espiral en vigas no preesforzadas.

11.6.4.2 El refuerzo transversal para torsión debe estar anclado mediante ganchos estándar de 135°.

11.6.4.3 El refuerzo longitudinal para torsión debe estar adecuadamente anclado en ambos extremos.

11.6.4.4 En secciones huecas sometidas a torsión, la distancia desde el eje del refuerzo transversal para torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca no debe ser menor que $0,5 A_{oh} / Ph$.

11.6.5 Refuerzo mínimo para torsión

11.6.5.1 Debe proporcionarse un área mínima de refuerzo para torsión en toda zona donde Tu supere el valor de la torsión dado en 11.6.1.

11.6.5.2 Donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con 11.6.5.1, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse mediante:

$$(A_v + 2A_t) = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (11-23)$$

pero no debe ser menor de $(0,35 b_w s) / f_{yt}$.

11.6.5.3 Donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con 11.6.5.1, el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión, $A_{\ell, \min}$, debe calcularse mediante:

$$A_{\ell, \min} = \frac{0,42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (11-24)$$

donde A_t/s no debe tomarse menor que $0,175 b_w/f_{yt}$; f_{yt} se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y f_y al refuerzo longitudinal para torsión.

11.6.6 Espaciamiento del refuerzo para torsión

11.6.6.1 El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre $P_h/8$ y 300 mm.

11.6.6.2 El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm. Las barras longitudinales o tendones deben estar dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal o tendón en cada esquina de los estribos. Las barras longitudinales deben tener un diámetro de al menos 0,042 veces el espaciamiento entre estribos, pero no menos de $3/8"$.

11.6.6.3 El refuerzo para torsión debe extenderse por lo menos una distancia $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

11.6.7 Diseño alternativo para torsión

Para el diseño a torsión de secciones sólidas dentro del alcance de esta Norma, que tengan una relación de forma de la sección, h/b_t , de tres o más, se puede utilizar otro procedimiento, cuya idoneidad se haya demostrado por medio del análisis y muestre concordancia con los resultados de ensayos de laboratorio de alcance apropiado. Los numerales 11.6.4 y 11.6.6 deben aplicarse.

11.7 CORTANTE POR FRICCIÓN

11.7.1 Las disposiciones de 11.7 se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tracción diagonal (por ejemplo, en ménsulas cortas y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). Estas disposiciones se aplican cuando es adecuado considerar la transmisión del cortante a través de un plano dado, en situaciones tales como:

- una fisura existente o potencial.
- una superficie de contacto entre materiales distintos.
- una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes tiempos.

11.7.2 El diseño de secciones sometidas a transferencia de cortante por fricción, como las descritas en 11.7.1, deben basarse en la ecuación (11-1), donde V_n se calcula con las disposiciones de 11.7.3.

11.7.3 Debe suponerse que se presenta una fisura a lo largo del plano de cortante considerado. El área requerida de refuerzo de cortante por fricción, A_{vf} , a través del plano de cortante, debe diseñarse mediante 11.7.4 o cualquier otro método de diseño de transferencia de cortante concordante con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

11.7.3.1 Las disposiciones de 11.7.5 a 11.7.10 deben aplicarse para todos los cálculos de resistencia a la transferencia de cortante.

11.7.4 Método de diseño de cortante por fricción

11.7.4.1 Donde el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, y no existan cargas axiales de compresión, V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (11-25)$$

μ es el coeficiente de fricción especificado en 11.7.4.3.

- 11.7.4.2** Cuando el refuerzo de cortante por fricción está inclinado en relación con el plano de cortante, de manera que la fuerza cortante produce tracción en dicho refuerzo, V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \operatorname{sen} \alpha + \operatorname{cos} \alpha) \quad (11-26)$$

α es el ángulo menor entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante (Figura 11.7.4.2).

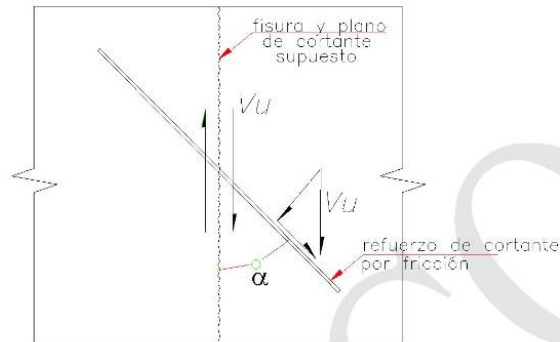


Fig. 11.7.4.2 Refuerzo de cortante por fricción inclinado con respecto a la fisura supuesta.

- 11.7.4.3** El coeficiente de fricción μ en las ecuaciones (11-25) y (11-26) debe ser:
- Para concreto colocado monolíticamente $1,4\lambda$.
 - Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto intencionalmente rugosa tal como se especifica en 11.7.9..... $1,0\lambda$.
 - Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto no intencionalmente rugosa $0,6\lambda$.
 - Concreto anclado a acero estructural laminado mediante conectores (*studs*) con cabeza o mediante barras de refuerzo que cumplan con 11.7.10 $0,7\lambda$.
- donde $\lambda = 1,0$ para concreto de peso normal; $0,85$ para concreto liviano con arena de peso normal y $0,75$ para concreto liviano en todos sus componentes. Se permite interpolar linealmente si se emplea sustitución parcial de arena.
- 11.7.5** V_n no debe tomarse mayor que el menor de $0,2 f_c A_c$ y $5,5 A_c$, donde A_c es el área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante.
- 11.7.6** El valor de f_y utilizado para el diseño del refuerzo de cortante por fricción no debe exceder 420 MPa.
- 11.7.7** La tracción neta a través del plano de cortante debe ser resistida mediante refuerzo adicional. Se permite tomar la compresión neta permanente a través del plano de cortante como aditiva a la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción, $A_{vf} f_y$, al calcular el refuerzo A_{vf} requerido.
- 11.7.8** El refuerzo de cortante por fricción debe distribuirse apropiadamente a lo largo del plano de cortante y debe estar anclado para desarrollar f_y en ambos lados mediante una longitud embebida en el concreto, ganchos o soldadura a dispositivos especiales.
- 11.7.9** Para los fines de 11.7, cuando el concreto se coloca sobre concreto previamente endurecido, la interfaz donde se produce la transferencia de cortante debe estar limpia y libre de lechada. Cuando μ se supone igual a $1,0\lambda$ la interfaz debe hacerse rugosa con una amplitud completa de aproximadamente 6 mm o más.
- 11.7.10** Cuando el cortante se transfiere entre acero laminado y concreto empleando conectores con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero debe estar limpio y sin pintura.

11.8 VIGAS DE GRAN PERALTE

11.8.1 Las disposiciones de 11.8 deben ser aplicadas a elementos con ℓ_n que no exceda cuatro veces la altura total del elemento y que estén cargados en una cara y apoyados en su cara opuesta, de manera tal que puedan desarrollarse puntales de compresión entre las caras y los apoyos. Véase también 12.10.6.

11.8.2 El diseño por corte de elementos de gran peralte sujetos a flexión se basará en las ecuaciones (11-1) y (11-2). La resistencia al corte del concreto, V_c , estará de acuerdo con 11.8.5 y la resistencia al corte provista por el refuerzo, V_s , estará de acuerdo con 11.8.6:

Adicionalmente deberán tomarse en cuenta 11.1.1.1, 11.1.1.2, 11.1.2, 11.3.1.3 y 11.5.2.

11.8.3 La resistencia al corte V_n para elementos de gran peralte a flexión no será mayor que:

$$V_n \leq 0,83 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-27)$$

11.8.4 La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0,15 \ell_n$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas pero no se supondrá a más de d del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de $0,5 d$ en caso contrario.

11.8.5 La contribución del concreto V_c debe evaluarse según:

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-28)$$

11.8.6 Donde V_u exceda la resistencia al corte proporcionada por el concreto, ϕV_c , debe proveerse refuerzo por corte. La resistencia provista por el refuerzo, V_s , se calculará con la expresión:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_v h}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d \quad (11-29)$$

A_v : Área de refuerzo por corte, perpendicular al refuerzo de tracción por flexión espaciado una distancia s .

$A_v h$: Área de refuerzo por corte, paralelo al refuerzo de flexión espaciado una distancia s_2 .

11.8.7 El refuerzo por fuerza cortante requerido en la sección crítica definida en 11.8.4 deberá emplearse en toda la longitud del tramo.

11.8.8 El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión, A_v , no debe ser menor de $0,0025 b_w s$, y su espaciamiento, s , no debe exceder el menor de $d/5$ ó 300 mm.

11.8.9 El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, $A_v h$, no debe ser menos de $0,0015 b_w s_2$ y su espaciamiento, s_2 , no debe exceder el menor de $d/5$ ó 300 mm.

11.8.10 En vigas de gran peralte cuando las cargas se apliquen a través de los lados o en la parte inferior de la viga, el diseño del refuerzo vertical por fuerza cortante será igual que para vigas de poco peralte (esbeltas) y se deberá suministrar refuerzo vertical adicional que sea capaz de soportar en tracción la carga vertical (véase 11.5.9). Adicionalmente, el refuerzo vertical y horizontal por cortante no serán menores que los especificados en 11.8.8 y 11.8.9.

11.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA BRAQUETES

11.9.1 Los braquetes son voladizos cortos, de sección constante o variable, que tienden a actuar como vigas de gran peralte más que como elementos esbeltos a flexión diseñados por corte. Se pueden diseñar ménsulas y cartelas utilizando las disposiciones de 11.9, cuando se cumplan las dos siguientes condiciones:

- (a) av/d , no es mayor que 1, y
- (b) La fuerza amplificada horizontal de tracción, Nuc , no es mayor que Vu .

El peralte efectivo, d , debe ser determinado en la cara del apoyo.

11.9.2 La altura en el borde exterior del área de apoyo no debe ser menor de $0,5 d$.

11.9.3 La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente con la fuerza cortante Vu , un momento amplificado $Mu = [Vu av + Nuc (h - d)]$ y una fuerza horizontal amplificada de tracción, Nuc .

11.9.3.1 En todos los cálculos de diseño de acuerdo con 11.9, ϕ debe tomarse igual a 0,85.

11.9.3.2 El diseño del refuerzo de cortante por fricción, A_{vf} , para resistir Vu debe cumplir con 11.7.

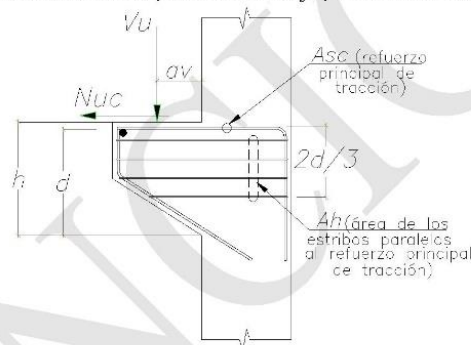


Fig. 11.9 Notación utilizada en 11.9

11.9.3.2.1 Para concreto de densidad normal, Vn no debe tomarse mayor que el menor de $0,2 f'c bw d$ ó $5,5 bw d$.

11.9.3.2.2 Para el concreto liviano en todos sus componentes o concreto liviano con arena de peso normal, Vn no debe tomarse mayor que el menor de $(0,2 - 0,07 av/d) f'c bw d$ ó $(5,5 - 1,9 av/d) bw d$.

11.9.3.3 El refuerzo A_f para resistir el momento amplificado $Mu = [Vu av + Nuc (h - d)]$ debe calcularse de acuerdo con 10.2 y 10.3.

11.9.3.4 El refuerzo A_n para resistir la fuerza amplificada de tracción Nuc debe determinarse mediante: $\phi A_n f_y \geq Nuc$. La fuerza de tracción amplificada, Nuc , no debe tomarse menor que $0,2 Vu$ a menos que se tomen disposiciones especiales para evitar las fuerzas de tracción. Nuc debe considerarse como una carga viva aún cuando la tracción resulte de la restricción al flujo plástico, retracción o variación de temperatura.

11.9.3.5 El área del refuerzo principal de tracción, A_{sc} , no debe ser menor que la mayor entre $(A_f + A_n)$ y $\left(\frac{2}{3} A_{vf} + A_n\right)$.

- 11.9.4** El área total, A_h , de los estribos paralelos al refuerzo principal de tracción no debe ser menor que $0,5 (A_{sc} - A_n)$. El área A_h debe distribuirse uniformemente dentro de los $(2/3)d$ adyacentes al refuerzo principal de tracción.
- 11.9.5** La cuantía A_{sc}/bd no debe ser menor que $0,04(f_c / f_y)$.
- 11.9.6** En la cara frontal de una ménsula o cartela, el refuerzo principal de tracción debe anclarse de acuerdo con uno de los métodos siguientes:
- Mediante soldadura estructural a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro. La soldadura debe diseñarse para desarrollar f_y del refuerzo principal de tracción.
 - Mediante doblado hacia atrás del refuerzo principal de tracción para formar un lazo horizontal.
 - Mediante algún otro medio probado de anclaje.
- 11.9.7** El área de apoyo sobre una ménsula o cartela no debe proyectarse más allá de la porción recta de las barras de refuerzo principal de tracción ni proyectarse más allá de la cara interior de la barra transversal de anclaje (cuando ésta exista).
- 11.10 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MUROS**
- 11.10.1** El diseño para fuerzas cortantes perpendiculares al plano del muro debe hacerse según lo estipulado en las disposiciones para losas de 11.12.
- 11.10.2** El diseño para fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro debe hacerse de acuerdo con las disposiciones de 11.10.3 a 11.10.10. Para muros estructurales que resistan cargas en su plano originadas por la acción de los sismos, se aplicará adicionalmente lo dispuesto en 21.9.
- 11.10.3** El diseño por corte de muros para fuerzas horizontales en su plano, se basará en las ecuaciones (11-1) y (11-2) donde la resistencia al corte del concreto V_c estará de acuerdo con 11.10.5 y 11.10.6 y la resistencia al corte provista por el refuerzo, V_s , estará de acuerdo con 11.10.10.
- 11.10.4** La resistencia V_n , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:
- $$V_n \leq 0,83 \sqrt{f_c} A_{cw}$$
- donde A_{cw} representa el área de corte de la sección transversal del muro (área del alma) o del segmento del muro considerado.
- 11.10.5** La contribución del concreto, V_c , no debe exceder de:
- $$V_c = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f_c}) \quad (11-30)$$
- donde el coeficiente α_c es 0,25 para $[h_m / \ell_m] \leq 1,5$; 0,17 para $[h_m / \ell_m] \geq 2,0$ y varía linealmente entre 0,25 y 0,17 para $[h_m / \ell_m]$ entre 1,5 y 2,0. ℓ_m es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y h_m es la altura total del muro.
- 11.10.6** Para muros o segmentos de muros sometidos a una tracción axial N_u (caso por ejemplo de muros acoplados con vigas) el valor de V_c obtenido de la ecuación (11-30) se multiplicará por el factor $(1 - 0,29 N_u / A_g) \geq 0$ donde N_u / A_g debe expresarse en MPa.
- 11.10.7** Donde V_u sea menor que $0,085 \sqrt{f_c} A_{cw}$, el refuerzo distribuido debe proporcionarse según lo estipulado en 11.10.10 o de acuerdo con los siguientes mínimos:
- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
 - La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.
- El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 400 mm

11.10.8 Donde V_u sea mayor que $0,085 \sqrt{f_c} A_{cw}$ el refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado en 11.10.10.

11.10.9 El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía referida al área total de concreto exceda de 0,01.

11.10.10 Diseño del refuerzo para cortante en muros

11.10.10.1 Donde V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , deberá proveerse refuerzo por corte. La resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = A_{cw} \rho_h f_y \quad (11-31)$$

donde ρ_h es la cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s .

11.10.10.2 La cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0025 y su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400 mm.

11.10.10.3 La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_m}{\ell_m} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025 \quad (11-32)$$

pero no necesita ser mayor que el valor de ρ_h requerido por 11.10.10.1. En la ecuación (11-32), h_m es la altura total del muro y ℓ_m es la longitud total del muro.

11.10.10.4 El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400 mm.

11.10.10.5 Cuando el espesor del muro sea mayor que 200 mm deberá distribuirse el refuerzo horizontal y vertical por cortante en las dos caras del muro.

11.10.10.6 Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en 6.4. El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción en todas las juntas de acuerdo a lo indicado en 11.7.4. Podrá incluirse la compresión neta permanente, N_u , a través del plano de cortante como aditiva a la fuerza en el refuerzo. En este caso, la resistencia a corte por fricción se calculará con:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad \text{con } \phi = 0,85$$

El coeficiente de fricción (μ) debe ajustarse a 11.7.4. Se deberá indicar claramente en los planos el detalle de la junta y su tratamiento.

11.11 TRANSMISIÓN DE MOMENTOS A LAS COLUMNAS

11.11.1 Cuando se transmitan momentos en las conexiones hacia las columnas desde los elementos de la estructura, el cortante que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño del refuerzo transversal de las columnas.

11.11.2 Las conexiones (nudos) deben tener refuerzo transversal no menor al requerido por la ecuación (11-13) dentro de la columna a una altura igual a la del elemento de mayor peralte que concurra al nudo. Este requisito podrá obviarse cuando el nudo esté confinado en sus lados por vigas o losas de aproximadamente igual peralte. Véase 7.9.

11.12 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS

11.12.1 La resistencia a cortante de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones está regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

11.12.1.1 Comportamiento como viga, en el cual la losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho del elemento. Cada sección crítica que debe investigarse se extiende en un plano a

través del ancho total. Para el comportamiento como viga, la losa o la zapata deben diseñarse de acuerdo con 11.1 a 11.5.

11.12.1.2 Comportamiento en dos direcciones, de manera que el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. La superficie crítica equivalente que deberá investigarse estará localizada de modo que su perímetro, b_o , sea mínimo, pero no necesita estar más cerca de $d/2$ desde:

- (a) los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas, o áreas de reacción, o
- (b) los cambios en el espesor de la losa, tales como los bordes de capiteles o ábacos.

Para losas o zapatas con comportamiento en dos direcciones, el diseño debe realizarse de acuerdo con 11.12.2 a 11.12.4.

Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, se permite utilizar secciones críticas equivalentes con cuatro lados rectos.

11.12.2 El diseño de una losa o zapata con comportamiento en dos direcciones debe basarse en las ecuaciones (11-1) y (11-2). Además:

- V_c debe ser calculado de acuerdo con 11.12.2.1, 11.12.2.2, u 11.12.3.1.
- V_s debe ser calculado de acuerdo con 11.12.3.
- Cuando el momento es transferido entre una losa y una columna, debe cumplirse 11.12.6.

11.12.2.1 Para losas no preesforzadas y zapatas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c):

$$(a) \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-33)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

$$(b) \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-34)$$

donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

$$(c) \quad V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-35)$$

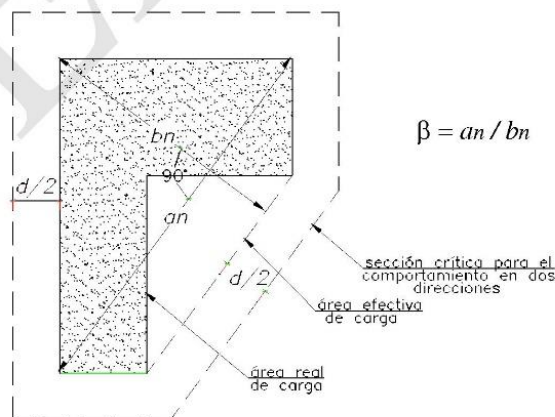


Fig. 11-12.2.1 Valores de β en un área cargada no rectangular.

11.12.2.2 En columnas de losas preesforzadas en dos direcciones que cumplan con los requisitos de 18.9.3:

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f_c} + 0,3 f_{pc}) b_o d + V_p \quad (11-36)$$

donde β_p es el menor entre 0,29 y $0,0083(\alpha_s d / b_o + 1,5)$, α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina, b_o es el perímetro de la sección crítica definida en 11.12.1.2, f_{pc} se toma como el valor promedio de f_{pc} para las dos direcciones y V_p es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de preesforzado que cruzan la sección crítica.

Se permite calcular V_c con la ecuación (11-36) si se satisfacen las tres condiciones siguientes; en caso contrario se debe aplicar 11.12.2.1:

- ninguna porción de la sección transversal de una columna debe estar más cerca a un borde discontinuo que cuatro veces el espesor de la losa.
- El valor de $\sqrt{f_c}$ utilizado en la ecuación (11-36) no debe tomarse mayor que 0,5 MPa.
- En cada dirección f_{pc} no debe ser menor que 0,9 MPa, ni tomarse mayor que 3,5 MPa.

11.12.3 Se permite emplear refuerzo de cortante consistente en barras o alambres y estribos de una o varias ramas en losas y zapatas con un peralte efectivo, d , mayor o igual a 150 mm, pero no menor de 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo por cortante. El refuerzo por cortante debe estar en concordancia con 11.12.3.1 a 11.12.3.4.

11.12.3.1 V_n debe calcularse con la ecuación (11-2), donde V_c no debe tomarse mayor que $0,17\sqrt{f_c} b_o d$ y V_s debe calcularse de acuerdo con 11.5. En la ecuación (11-15), A_v debe tomarse como el área de sección transversal de todas las ramas de refuerzo en una línea periférica que es geoméricamente similar al perímetro de la sección de la columna.

11.12.3.2 V_n no debe considerarse mayor que $0,5\sqrt{f_c} b_o d$.

11.12.3.3 La distancia entre la cara de la columna y la primera línea de las ramas de los estribos que rodean la columna no debe exceder a $0,5d$. El espaciamiento entre las ramas adyacentes de los estribos en la primera línea de refuerzo para cortante no debe exceder los $2d$ medidos en una dirección paralela a la cara de la columna. El espaciamiento entre las líneas sucesivas de refuerzo para cortante que rodean la columna no debe exceder de $d/2$ en una dirección perpendicular a la cara de la columna.

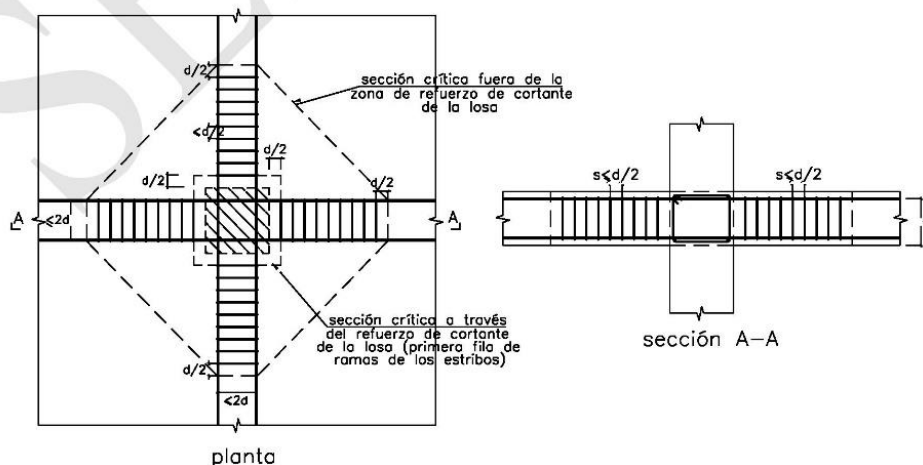


Fig. 11.12.3.a Disposición de los estribos por cortante en columnas interiores.

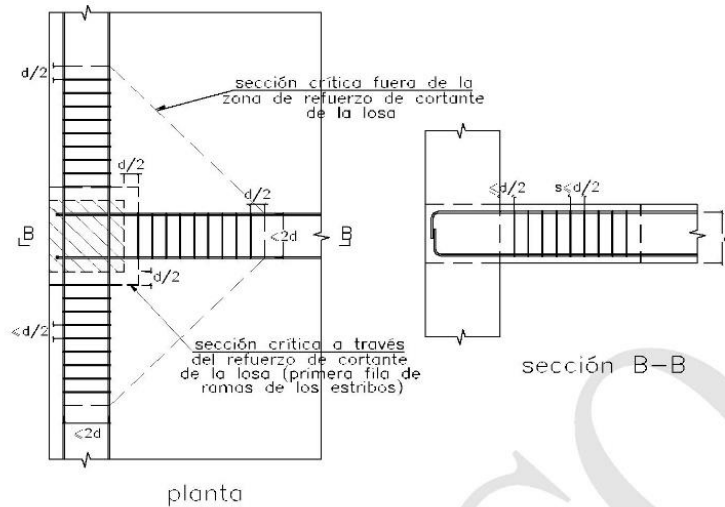


Fig. 11.12.3.b Disposición de los estribos por cortante en columnas de borde.

11.12.3.4 El refuerzo para cortante en losas debe cumplir con los requisitos de 12.13 y debe amarrar el refuerzo de flexión longitudinal en la dirección que esté siendo considerado.

11.12.4 En losas se permite emplear refuerzo para cortante consistente en vigas estructurales doble T o canales de acero (cabezales de cortante).

11.12.5 Aberturas y bordes libres en losas

Cuando las aberturas de las losas están situadas a una distancia de la zona de carga concentrada o de reacción menor a diez veces el peralte de la losa, o cuando las aberturas de las losas planas están localizadas dentro de las franjas de columnas que se definen en el Capítulo 13, las secciones críticas de la losa para cortante, que se definen en 11.12.1.2, deben modificarse como sigue:

11.12.5.1 En losas sin cabezales de cortante, no debe considerarse efectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que esté circunscrita por líneas rectas que se proyectan desde el centroide de la columna, de la carga concentrada o del área de la reacción y que son tangentes a los límites de las aberturas.

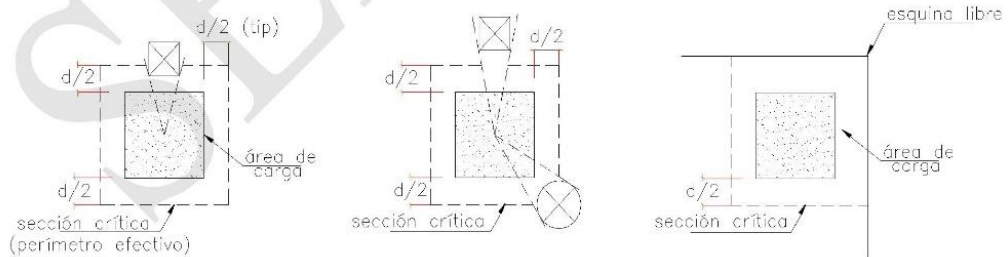


Fig. 11.12.5.1 Aberturas y bordes libres en losas (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo).

11.12.5.2 En losas con cabezales de cortante, la parte del perímetro que se considera no efectiva debe ser la mitad de la que se define en 11.12.5.1.

11.12.6 Transferencia de momento en las conexiones de losa a columna

11.12.6.1 Cuando las cargas de gravedad, viento o sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momentos no balanceados, M_u , entre una losa y una columna, la fracción $\gamma_f M_u$ debe ser transmitida por flexión de acuerdo con 13.5.3. El resto del momento no balanceado dado por $\gamma_v M_u$ se considera transferido por excentricidad del cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en 11.12.1.2, donde

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (11-39)$$

11.12.6.2 El esfuerzo cortante que resulta de la transferencia de momento por excentricidad del cortante debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en 11.12.1.2. El máximo esfuerzo cortante debido a V_u y M_u no debe exceder ϕv_n , donde:

(a) Para elementos sin refuerzo para cortante

$$\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_o d} \quad (11-40)$$

donde V_c se define en 11.12.2.1 ó 11.12.2.2.

(b) Para elementos con refuerzo para cortante distinto a cabezales de cortante:

$$\phi v_n = \frac{\phi (V_c + V_s)}{b_o d} \quad (11-41)$$

donde V_c y V_s se definen en 11.12.3.1. El diseño debe tomar en cuenta la variación del esfuerzo cortante alrededor de la columna. El esfuerzo cortante debido a la fuerza cortante y momento amplificados no debe exceder de $0,17\phi\sqrt{f'c}$ en la sección crítica ubicada a $d/2$ fuera de la línea exterior de las ramas del estribo que rodean la columna.

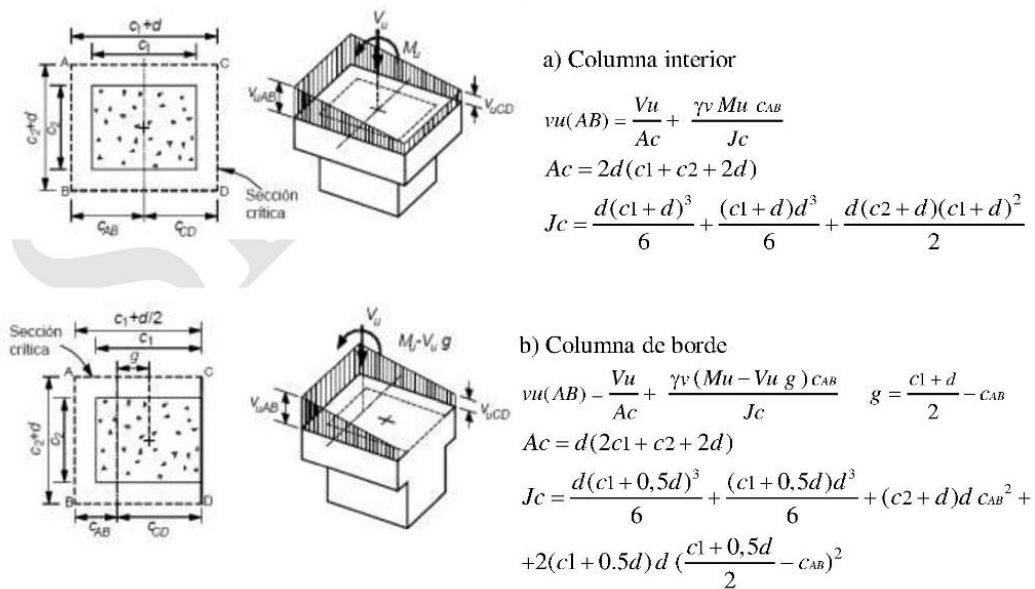


Fig. 11.12.6 Distribución de los esfuerzos cortantes en el perímetro de la sección crítica en conexiones losa a columna.

CAPÍTULO 12
LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

12.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO — GENERALIDADES

12.1.1 La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos. Los ganchos no se deben emplear para el anclaje de barras en compresión.

12.1.2 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8,3 MPa.

12.2 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y DE ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN

12.2.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, ℓ_d , debe determinarse a partir de 12.2.2 ó 12.2.3, pero no debe ser menor que 300 mm.

12.2.2 Para barras corrugadas o alambres corrugados, ℓ_d se calculará de acuerdo a la Tabla 12.1.

TABLA 12.1
LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN

Condiciones	Alambres corrugados o barras de 3/4" y menores	Barras mayores de 3/4"
<p>Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que db, con recubrimiento libre no menor que db, y estribos a lo largo de ℓ_d por lo menos iguales al mínimo indicado en 11.5.6.</p> <p>Aplicable también cuando el espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no sea menor que $2 db$ y el recubrimiento libre no menor que db (ver Fig.12.1).</p>	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2,6 \sqrt{f'_c}} \right) db$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2,1 \sqrt{f'_c}} \right) db$
Otros casos	Ver 12.2.3	Ver 12.2.3

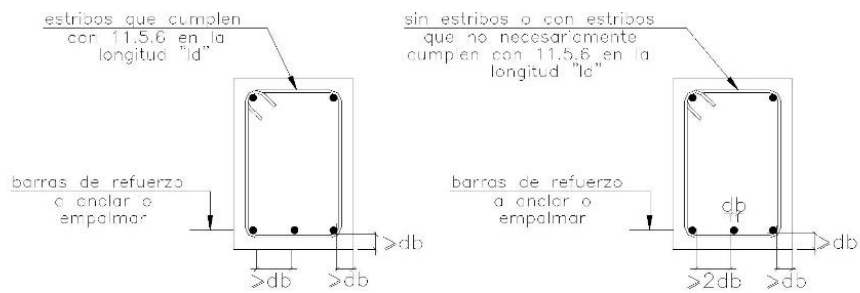


Fig. 12.2.2 Condiciones para la longitud de desarrollo (Tabla 12.1) de barras en tracción

12.2.3 Para barras corrugadas y alambres corrugados, ℓ_d debe ser:

$$\left(\frac{f_y}{1,1 \sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)} \right) db \quad (12-1)$$

El término $\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)$ no debe tomarse mayor a 2,5 y

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10 s n} \quad (12-2)$$

en donde:

n es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento (*splitting*).

cb es la menor distancia entre:

- La distancia del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto.
- La mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan.

Se permite usar $K_{tr} = 0$, como una simplificación de diseño, aún si hay refuerzo transversal presente.

12.2.4 Los factores indicados en la Tabla 12.1, que afectan la longitud de desarrollo o empalmes de barras y alambres corrugados en tracción, se indican en la Tabla 12.2

TABLA 12.2
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO

Factor	Condiciones	Valor
Ψ_t	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
Ψ_e	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que $3db$ o espaciamiento libre menor que $6 db$.	1,5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial	1,0
Ψ_s	Barras de $3/4"$ y menores.	0,8
	Barras mayores de $3/4"$.	1,0
λ	Concreto liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto: $\Psi_t \Psi_s$ no necesita considerarse mayor que 1,7

* Se consideran barras superiores aquellas que tienen 300 mm o más de concreto fresco por debajo de ellas.

12.2.5 Refuerzo en exceso

Se permite reducir ℓ_d cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, mediante el factor de modificación $(A_s \text{ requerido}) \div (A_s \text{ proporcionado})$, excepto en los casos en los cuales se requiere específicamente el anclaje para desarrollar f_y o cuando se trate de elementos con responsabilidad sísmica.

12.3 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A COMPRESIÓN

12.3.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión, ℓ_{dc} , se debe calcular a partir de 12.3.2 y de los factores de modificación de 12.3.3, pero no debe ser menor de 200 mm.

12.3.2 Para las barras corrugadas y alambres corrugados, ℓ_{dc} debe tomarse como el mayor entre $(0,24 f_y / \sqrt{f'_c}) db$ y $(0,043 f_y) db$, donde la constante 0,043 tiene la unidad de mm^2/N .

12.3.3 Se permite multiplicar la longitud ℓ_{dc} por los siguientes factores de modificación:

- (a) El refuerzo excede lo requerido por el análisis, salvo en elementos con responsabilidad sísmica..... $(A_s \text{ requerido}) \div (A_s \text{ proporcionado})$
- (b) El refuerzo está confinado con una espiral cuya barra tiene un diámetro no menor de $1/4"$ y no más que 100 mm de paso o dentro de estribos $1/2"$ de acuerdo con 7.10.5, y espaciados a distancias no mayores que 100 mm medidos entre centros.....0,75

12.4 DESARROLLO DE PAQUETES DE BARRAS

12.4.1 La longitud de desarrollo de cada barra individual dentro de un paquete de barras sometido a tracción o a compresión, debe ser aquella de la barra individual incrementada en 20% para un paquete de tres barras y en 33% para un paquete de cuatro barras.

12.4.2 Para determinar los factores indicados 12.2, un paquete de barras debe ser tratado como una barra de un diámetro que reproduzca el área total del paquete.

12.5 DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

12.5.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase 7.1), l_{dg} se debe calcular según 12.5.2 y los factores de modificación de 12.5.3, pero no debe ser menor que el menor valor entre $8 db$ y 150 mm.

12.5.2 Para las barras corrugadas, l_{dg} debe ser $(0,24 \Psi_e \lambda f_y / \sqrt{f'c}) db$ con Ψ_e igual a 1,2 para refuerzo con recubrimiento epóxico y λ igual a 1,3 para concretos livianos. Para otros casos, Ψ_e y λ deben tomarse igual a 1,0.

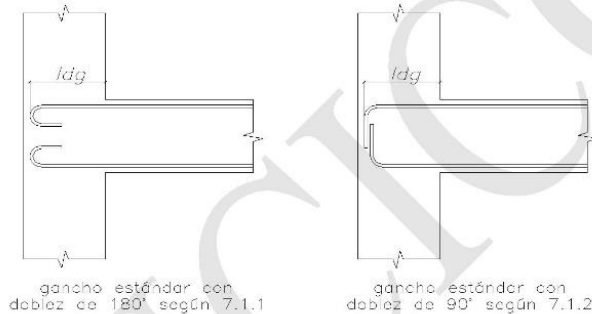


Fig. 12.5.2 Longitud de anclaje con gancho estándar en tracción.

12.5.3 La longitud l_{dg} de 12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda:

(a) Para barras de 1 3/8" y menores, ganchos con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm y para ganchos de 90° adicionalmente con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm..... 0,7

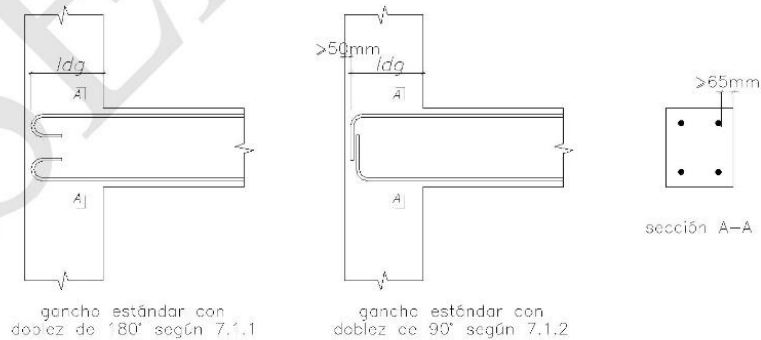


Fig. 12.5.3.a Casos en los que se puede multiplicar l_{dg} por 0,7

(b) Para ganchos de 90° de barras 1 3/8" y menores que se encuentran confinados por estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a lo largo de l_{dg} a no más de $3 db$; o rodeado con estribos paralelos a la barra que se está desarrollando y espaciados a no más de $3 db$ a lo largo de la longitud de desarrollo del extremo del gancho más el doblez 0,8

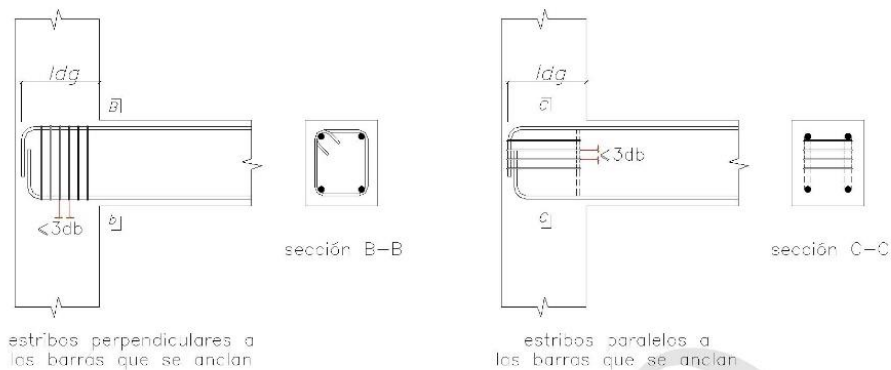


Fig. 12.5.3.b Casos con gancho estándar a 90° en los que se puede multiplicar l_{dg} por 0,8

- (c) Ganchos de 180° en barras de 1 3/8" y menores que se encuentran confinados con estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a no más de 3 db a lo largo de l_{dg} 0,8

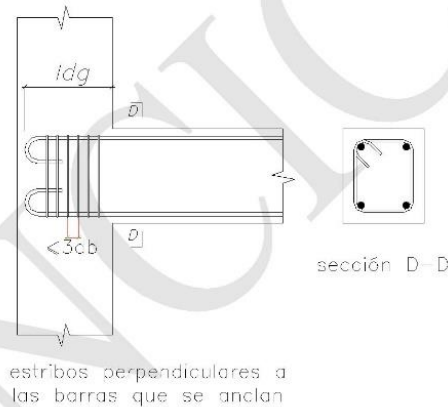


Fig. 12.5.3.c Caso con gancho estándar a 180° en el que se puede multiplicar l_{dg} por 0,8

- (d) Para elementos sin responsabilidad sísmica en los cuales no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para lograr f_y y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis..... $\frac{\text{As requerido}}{\text{As proporcionado}}$

En 12.5.3 b) y 12.5.3 c), db es el diámetro de la barra con gancho. El primer estribo debe envolver la parte doblada del gancho a una distancia no mayor que 2 db , medida desde el borde exterior del gancho.

12.5.4 Los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en compresión.

12.6 ANCLAJE MECÁNICO

12.6.1 Puede usarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar al concreto.

12.6.2 La efectividad de los anclajes mecánicos debe comprobarse con resultados de ensayos o certificados del fabricante que muestren que tales dispositivos mecánicos son adecuados.

12.6.3 Se permite que el desarrollo del refuerzo consista en una combinación de anclaje mecánico más una longitud adicional de refuerzo embebido en el concreto entre el punto de esfuerzo máximo de la barra y el anclaje mecánico.

12.7 LONGITUD DE DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN

12.7.1 La longitud de desarrollo en tracción del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, ℓ_d , medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de ℓ_d , de 12.2.2 ó 12.2.3 multiplicado por el factor para refuerzo electrosoldado de alambre obtenido de 12.7.2 ó 12.7.3.

Se permite reducir ℓ_d de acuerdo con 12.2.5 cuando sea aplicable, pero ℓ_d no debe ser menor a 200 mm, excepto para el cálculo de los empalmes por traslape de acuerdo con 12.18. Cuando se utilice el factor para refuerzo electrosoldado de alambre de 12.7.2, se permite usar un factor de tratamiento superficial de la barra Ψ_e igual a 1,0 para refuerzo electrosoldado de alambre revestido con epóxico en 12.2.2 y 12.2.3.

12.7.2 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con al menos un alambre transversal dentro de ℓ_d y a no menos de 50 mm de la sección crítica, el factor para refuerzo electrosoldado de alambre debe tomarse como el mayor de:

$$\frac{(f_y - 240)}{f_y} \quad \text{ó} \quad \left(\frac{5 db}{s} \right)$$

pero no mayor que 1,0, donde s es la separación entre los alambres que se desarrollan.

12.7.3 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de ℓ_d o con un alambre único a menos de 50 mm de la sección crítica, el factor para refuerzo electrosoldado de alambre debe tomarse como 1,0, y ℓ_d debe determinarse igual que para alambre corrugado.

12.7.4 Cuando se presente algún alambre liso en el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en la dirección de la longitud de desarrollo, el refuerzo electrosoldado de alambre debe ser desarrollado de acuerdo con 12.8.

12.8 DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN

Se debe considerar que la resistencia a la fluencia del refuerzo electrosoldado de alambre liso se desarrolla mediante el embebido en el concreto de 2 alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica. Sin embargo, ℓ_d no debe ser menor que:

$$\ell_d = 3,3 \left(\frac{Ab}{s} \right) \left(\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda \quad (12-3)$$

donde ℓ_d se mide desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado y s es el espaciamiento entre alambres a desarrollarse. Cuando el refuerzo proporcionado excede del requerido, ℓ_d , puede reducirse de acuerdo con 12.2.5. La longitud ℓ_d no debe ser menor a 150 mm, excepto para el cálculo de empalmes por traslape de acuerdo con 12.19.

12.9 DESARROLLO DE TORONES DE PREENFORZADO

12.9.1 Salvo como se dispone en 12.9.2, los torones de preesforzado de siete alambres deben adherirse más allá de la sección crítica en una distancia no menor que:

$$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{21} \right) db + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7} \right) db \quad (12-4)$$

En esta fórmula, f_{se} y f_{ps} se expresan en MPa.

- 12.9.2** Se permite un embebido menor que ℓ_d en una sección de un elemento siempre que el esfuerzo de diseño del torón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la ecuación (12-4).
- 12.9.3** Se permite limitar el estudio a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requieran desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas amplificadas, salvo donde la adherencia de uno o más torones no se extiende hasta el extremo del elemento o donde se aplican cargas concentradas dentro de la longitud de desarrollo del torón.
- 12.9.4** Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento, y el diseño incluya tracciones para la carga de servicio en la zona precomprimida de tracción, como lo permite 18.4, se debe duplicar ℓ_d especificada en 12.9.1.
- 12.10 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA FLEXIÓN — GENERALIDADES**
- 12.10.1** Se permite desarrollar el refuerzo en tracción doblándolo dentro del alma para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta del elemento.
- 12.10.2** Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos sometidos a flexión son los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y los puntos dentro de la luz libre donde se corta o se dobla el refuerzo. Las disposiciones de 12.11.3 deben cumplirse.
- 12.10.3** El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12 db$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.
- 12.10.4** Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo ℓ_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.
- 12.10.5** El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:
- (a) V_u en el punto terminal no excede $(2/3) \phi V_n$.
 - (b) Para barras 1 3/8" y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $(3/4) \phi V_n$.
- 12.10.6** En elementos sometidos a flexión, se debe proporcionar un anclaje adecuado para el refuerzo en tracción cuando el esfuerzo en el refuerzo no es directamente proporcional al momento, como ocurre en las zapatas inclinadas, escalonadas o de sección variable; en ménsulas; en elementos de gran peralte sometidos a flexión; o en elementos en los cuales el refuerzo de tracción no es paralelo a la cara de compresión. Ver 12.11.4 y 12.12.4 sobre elementos de gran peralte sometidos a flexión.
- 12.11 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO**
- 12.11.1** Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 150 mm dentro del apoyo.
- 12.11.2** Cuando un elemento sometido a flexión sea parte de un sistema que resiste cargas laterales, el refuerzo para momento positivo que prolonga en el apoyo, se debe anclar para que sea capaz de desarrollar f_y en tracción en la cara de apoyo.
- 12.11.3** En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, el refuerzo de tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que ℓ_d calculado para f_y de acuerdo con 12.2 satisfaga la ecuación (12-5), excepto que no es necesario satisfacer dicha ecuación para los refuerzos que terminan más allá del eje central de los apoyos simples mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, como mínimo, a un gancho estándar.

$$\ell d \leq \frac{Mn}{Vu} + \ell a \quad (12-5)$$

donde Mn se calcula suponiendo que todo el refuerzo de la sección está sometido a f_y , Vu se calcula en la sección y ℓa en el apoyo debe ser la longitud embebida más allá del centro del apoyo.

ℓa en el punto de inflexión debe limitarse a d ó $12 db$, el que sea mayor.

Se permite aumentar el valor de Mn / Vu en un 30% cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

- 12.11.4** En apoyos simples de elementos de gran peralte sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe anclarse para desarrollar f_y en tracción en la cara del apoyo. En apoyos interiores de elementos de gran peralte sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe ser continuo o estar empalmado con el del vano adyacente.

12.12 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

- 12.12.1** El refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido, o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, debe anclarse en o a través de los elementos de apoyo mediante una longitud embebida, ganchos o anclajes mecánicos.

- 12.12.2** El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida en el tramo según lo requerido en 12.1 y 12.10.3.

- 12.12.3** Por lo menos 1/3 del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12 db$ ó $\ell n / 16$, la que sea mayor.

- 12.12.4** En los apoyos interiores de vigas de gran peralte sometidas a flexión, el refuerzo de tracción por momento negativo debe ser continuo con el de los tramos adyacentes.

12.13 DESARROLLO DEL REFUERZO DEL ALMA

- 12.13.1** El refuerzo del alma debe colocarse tan cerca de las superficies de tracción y compresión del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otros refuerzos.

- 12.13.2** Los extremos de las ramas individuales de los estribos en U, simples o múltiples, deben anclarse de acuerdo a lo indicado en 12.13.2.1 y 12.3.2.2.

- 12.13.1.1** Para barras y alambres de 5/8" y menores y para barras de 3/4" a 1" con f_{yt} igual a 280 MPa o menos, un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal.

- 12.13.1.2** Para estribos de 3/4", 7/8" y 1" con f_{yt} mayor que 280 MPa, un gancho de estribo estándar abrazando una barra longitudinal más una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0,17 db f_{yt} / \sqrt{f'_c}$.

- 12.13.2** Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, debe abrazar una barra longitudinal.

- 12.13.3** Las barras longitudinales dobladas para trabajar como refuerzo de cortante, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse más allá de la mitad del peralte efectivo ($0,5 d$) como se especifica para la longitud de desarrollo en 12.2 para la fracción de f_{yt} que se necesita para satisfacer la ecuación (11-17).

- 12.13.4** Las parejas de estribos en U colocados para que formen una unidad cerrada deben considerarse adecuadamente empalmados cuando la longitud del empalme por traslape sea de $1,3 \ell d$. En elementos con un peralte efectivo de al menos 450 mm, los empalmes con $Ab f_{yt}$ no mayor que 40 kN por rama se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan a lo largo de la altura total disponible del elemento.

12.14 EMPALMES DEL REFUERZO — GENERALIDADES

12.14.1 En el refuerzo sólo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones, o si lo autoriza el ingeniero proyectista.

12.14.2 Empalmes por traslape

12.14.2.1 Para las barras mayores de 1 3/8" no se deben utilizar empalmes por traslape, excepto para los casos indicados en 12.16.2.

12.14.2.2 Los empalmes por traslape en paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por traslape requerida para las barras individuales del paquete, incrementada de acuerdo con 12.4. Los empalmes por traslape de las barras individuales del paquete no deben sobreponerse. No deben empalmarse por traslape paquetes enteros.

12.14.2.3 En elementos sometidos a flexión, las barras empalmadas por traslape que no quedan en contacto entre si, no deben espaciarse transversalmente más de 1/5 de la longitud de empalme por traslape requerida ni de 150 mm.

12.14.3 Empalmes soldados y mecánicos

12.14.3.1 Se permite el uso de empalmes soldados o mecánicos.

12.14.3.2 Un empalme mecánico debe desarrollar en tracción o compresión, según sea requerido, al menos 1,25 f_y de la barra.

12.14.3.3 Excepto en lo dispuesto por esta Norma, toda soldadura debe estar de acuerdo con "Structural Welding Code—Reinforcing Steel" (ANSI/AWS D1.4).

12.14.3.4 Un empalme soldado debe desarrollar, por lo menos, 1,25 f_y de la barra.

12.14.3.5 Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplan con los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4 se permiten sólo para barras 5/8" y menores y de acuerdo con 12.15.4.

12.15 EMPALMES DE ALAMBRES Y BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN

12.15.1 La longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

Empalme por traslape Clase A 1,0 l_d

Empalme por traslape Clase B 1,3 l_d

donde l_d se calcula de acuerdo con 12.2 para desarrollar f_y sin el factor de modificación de 12.2.5.

12.15.2 Los empalmes por traslape de alambres y barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslape Clase A o Clase B de acuerdo con la Tabla 12.3

**Tabla 12.3
EMPALMES POR TRASLAPE EN TRACCIÓN**

$\frac{A_s \text{ proporcionado}}{A_s \text{ requerido}}$ (*)	Porcentaje máximo de A_s empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

(*) Relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme.

- 12.15.3** Los empalmes soldados o mecánicos utilizados donde el área de refuerzo proporcionada es menor del doble de la requerida por el análisis, deben cumplir con los requisitos de 12.14.3.2 o de 12.14.3.4.
- 12.15.4** Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplen con los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4 se permiten para barras de 5/8" y menores solo si cumplen con 12.15.4.1 a 12.15.4.3.
- 12.15.4.1** Los empalmes deben estar escalonados a distancias no menores de 600 mm.
- 12.15.4.2** Al calcular las fuerzas de tracción que pueden ser desarrolladas en cada sección, el esfuerzo en el refuerzo empalmado debe tomarse como la resistencia especificada del empalme, pero no mayor que f_y . El esfuerzo en el refuerzo no empalmado debe tomarse como f_y veces la relación entre la menor longitud anclada más allá de la sección y l_d , pero no mayor que f_y .
- 12.15.4.3** La fuerza de tracción total que puede ser desarrollada en cada sección debe ser al menos el doble que la requerida por el análisis y por lo menos 140 MPa veces el área total del refuerzo proporcionado.
- 12.15.5** Los empalmes en elementos en tracción se deben hacer con un empalme soldado o mecánico completo, de acuerdo con 12.14.3.2 ó 12.14.3.4, y los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados a distancias no menores de 750 mm.
Los tanques circulares y silos sometidos a tracción anular, con muchas barras y empalmes bien escalonados y espaciados no requieren cumplir con este requisito. En estos casos deberá considerarse para la armadura anular, empalmes por traslape en tracción Clase B.
- 12.16 EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN**
- 12.16.1** La longitud de un empalme por traslape en compresión, l_{dc} , debe ser de $0,071 f_y db$, para f_y igual a 420 MPa o menor, ó $(0,13 f_y - 24) db$ para f_y mayor que 420 MPa, pero no debe ser menor que 300 mm.

Para f_c menor que 21 MPa, la longitud del empalme por traslape debe multiplicarse por 1,3.
- 12.16.2** Cuando se empalman por traslape barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del empalme por traslape debe ser la mayor de l_{dc} de la barra de mayor diámetro o la longitud del empalme por traslape de la barra de diámetro menor. Se permite empalmar barras de 1 3/4" y 2 1/4" con barras de diámetro 1 3/8" y menores.
- 12.16.3** Los empalmes soldados o mecánicos usados en compresión deben cumplir con los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4.
- 12.16.4 Empalmes a tope**
- 12.16.4.1** En las barras que se requieren sólo para compresión, se permite transmitir el esfuerzo de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.
- 12.16.4.2** Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de 1,5° y deben ser unidas con una tolerancia de 3° respecto al apoyo completo después del ensamble.
- 12.16.4.3** Los empalmes a tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos cerrados o espirales.

12.17 REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALMES PARA COLUMNAS

12.17.1 Los empalmes por traslape, mecánicos, soldados a tope, conexiones mecánicas o empalmes a tope deben usarse con las limitaciones de 12.17.2 a la 12.17.4. Los empalmes deben satisfacer los requisitos para todas las combinaciones de carga de la columna.

12.17.2 Empalmes por traslape en columnas

12.17.2.1 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es de compresión, los empalmes por traslape deben cumplir con 12.16.1, 12.16.2 y, cuando sea aplicable, 12.17.2.4 ó 12.17.2.5.

12.17.2.2 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es de tracción y no excede $0,5 f_y$, los empalmes por traslape por tracción deben ser Clase B si más de la mitad de las barras se empalman en alguna sección, o de Clase A si no más de la mitad de las barras están empalmadas por traslape en ninguna sección y los empalmes están escalonados como mínimo una distancia ℓ_d .

12.17.2.3 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es mayor que $0,5 f_y$ en tracción, los empalmes por traslape por tracción deben ser Clase B.

12.17.2.4 En elementos sometidos a compresión en que los estribos a lo largo de toda la longitud del empalme por traslape tengan un área efectiva no menor que $0,0015 h s$, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslape por 0,83, pero la longitud del empalme por traslape no debe ser menor que 300 mm. Las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión h deben usarse para determinar el área efectiva.

12.17.2.5 En elementos sometidos a compresión con espirales, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslape de las barras dentro de la espiral por 0,75 pero dicha longitud no debe ser menor de 300 mm.

12.17.3 Empalmes soldados o mecánicos en columnas

Los empalmes soldados o mecánicos en columnas deben cumplir con los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4.

12.17.4 Empalmes a tope en columnas

Se permite usar empalmes a tope que cumplan con 12.16.4 para barras de columnas sometidas a esfuerzos de compresión con la condición de que los empalmes estén escalonados o que se especifiquen barras adicionales en las zonas de empalme. Las barras continuas en cada cara de la columna deben tener una resistencia a la tracción, basada en f_y , no menor que $0,25 f_y$ veces el área del refuerzo vertical en esa cara.

12.18 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN

12.18.1 La longitud mínima del empalme por traslape del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, medida entre los extremos de cada refuerzo electrosoldado individual, no debe ser menor que la mayor de $1,3 \ell_d$ y 200 mm. La longitud de traslape medida entre los alambres transversales más alejados de cada refuerzo electrosoldado individual no debe ser menor que 50 mm, donde ℓ_d se calcula para desarrollar f_y de acuerdo con 12.7.

12.18.2 Los empalmes por traslape del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin un alambre transversal dentro de la longitud del empalme por traslape, se deben determinar de manera similar a los del alambre corrugado.

12.18.3 Cuando se presenta un alambre liso en el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en la dirección del empalme por traslape o cuando se está empalmado por traslape un refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con un refuerzo electrosoldado de alambre liso, el refuerzo electrosoldado debe ser empalmado por traslape de acuerdo con 12.19.

12.19 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN

La longitud mínima de empalmes por traslape de refuerzo electrosoldado de alambre liso debe cumplir con 12.19.1 y 12.19.2.

- 12.19.1** Cuando A_s suministrada es menor que dos veces la requerida por el análisis en la zona del empalme, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de refuerzo electrosoldado, no debe ser menor que el mayor de un espaciamiento de los alambres transversales más 50 mm, $1,5 \ell_d$, y 150 mm, donde ℓ_d se debe calcular de acuerdo con 12.8 para desarrollar f_y .
- 12.19.2** Cuando A_s suministrada es por lo menos el doble de la requerida por análisis en la ubicación del empalme, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de refuerzo electrosoldado, no debe ser menor que la mayor de $1,5 \ell_d$ y 50 mm, ℓ_d , se debe calcular de acuerdo con 12.8 para desarrollar f_y .

SENCICO

CAPÍTULO 13 LOSAS EN DOS DIRECCIONES

13.1 ALCANCE

- 13.1.1 Las disposiciones del Capítulo 13 se deben aplicar al diseño de sistemas de losas reforzadas para flexión en dos direcciones, con o sin vigas entre apoyos.
- 13.1.2 En este Capítulo se incluyen las losas macizas y las losas nervadas en dos direcciones.
- 13.1.3 El espesor mínimo de las losas diseñadas de acuerdo con este Capítulo deberá cumplir los requisitos de 9.6.3.

13.2 DEFINICIONES

- 13.2.1 En un sistema de losas apoyado en columnas o muros, las dimensiones c_1 , c_2 y ℓ_n deberán basarse en un área de apoyo efectiva definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta o cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45° con respecto al eje de la columna.
- 13.2.2 Una franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $0,25\ell_2$ ó $0,25\ell_1$, el que sea menor. Las franjas de columna incluyen las vigas, si las hubiera.
- 13.2.3 Una franja central es una franja de diseño ubicada entre dos franjas de columna.
- 13.2.4 Un paño de losa está limitado por los ejes de las columnas, vigas o muros que existan en sus bordes.
- 13.2.5 Para elementos monolíticos o totalmente compuestos, una viga incluye la parte de losa que está situada a cada lado de la viga, a una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.
- 13.2.6 Cuando se usa un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, el ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos un cuarto del espesor de la losa fuera del ábaco y debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección.

13.3 REFUERZO DE LA LOSA

- 13.3.1 El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones deberá determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en 9.7
- 13.3.2 El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no deberá exceder de dos veces el espesor de la losa. Este requisito no es aplicable a las zonas de losas comprendidas entre las nervaduras de las losas nervadas, donde el refuerzo deberá colocarse como se indica en 9.7
- 13.3.3 Por lo menos un tercio del refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo deberá prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales.
- 13.3.4 El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo deberá anclarse en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 12.

- 13.3.5** Cuando la losa no esté apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, se hará el anclaje del refuerzo dentro de la propia losa.
- 13.3.6** En las losas con vigas entre los apoyos, que tengan un valor de α_f mayor de 1.0, deberá proporcionarse refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa de acuerdo con 13.3.6.1 a 13.3.6.4.
- 13.3.6.1** El refuerzo especial tanto en la parte superior como en la inferior de la losa deberá ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo por metro de ancho de la losa.
- 13.3.6.2** La dirección del momento deberá suponerse paralela a la diagonal que parte de la esquina para la cara superior de la losa y perpendicular a la diagonal para la cara inferior de la losa.
- 13.3.6.3** El refuerzo especial deberá colocarse a partir de la esquina hasta una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud de la luz mayor del paño.
- 13.3.6.4** El refuerzo especial debe colocarse en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la losa, y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo especial debe ser colocado en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.
- 13.3.7** Cuando se emplee un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre la columna de una losa sin vigas, las dimensiones del ábaco deberán estar de acuerdo con 13.2.6. Para calcular el refuerzo requerido para la losa, el espesor del ábaco bajo la losa no deberá considerarse mayor a un cuarto de la distancia desde el extremo del ábaco a la cara de la columna o de su capitel.
- 13.3.8 Detalles del refuerzo en las losas sin vigas.**
- 13.3.8.1** Además de los otros requisitos de 13.3, el refuerzo en las losas sin vigas debe tener como mínimo las longitudes indicadas en la Fig. 13.3.8.

FRANJA	LOCALIZACION	PORCENTAJE MINIMO DE A_s EN LA SECCION	SIN ABACOS (SIN SOBRE ESPESORES)	CON ABACOS (CON SOBRE ESPESORES)
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% restante		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% restante		

Fig. 13.3.8 Longitudes mínimas del refuerzo en losas sin vigas.
(Véase 12.11.1 para las extensiones dentro de los apoyos).

- 13.3.8.2** Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación del refuerzo para momento negativo más allá del borde del apoyo, como se describe en la Fig. 13.3.8, debe basarse en los requisitos de la luz mayor.
- 13.3.8.3** En pórticos donde las losas en dos direcciones actúan como parte del sistema resistente a cargas laterales, las longitudes del refuerzo deben determinarse por medio de análisis, pero no deben ser menores que las indicadas en la Fig. 13.3.8 (véase 21.8).
- 13.3.8.4** Todas el refuerzo inferior dentro de una franja de columna en cada dirección, debe ser continuo o estar empalmado con empalmes de tracción Clase A o con empalmes mecánicos o soldados, que cumplan con 12.14.3. Los empalmes deben ubicarse como lo muestra la Fig. 13.3.8. Al menos dos barras o alambres inferiores de la franja de columna, en cada dirección, deben pasar a través del núcleo de la columna y deben anclarse en los apoyos exteriores.
- 13.4 ABERTURAS EN LOS SISTEMAS DE LOSAS**
- 13.4.1** Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida, tomando en consideración 9.2 y 9.3, y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.
- 13.4.2** Como única alternativa a realizar el análisis especial que se requiere en 13.4.1, en los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas de acuerdo con 13.4.2.1 a 13.4.2.4,
- 13.4.2.1** Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común de dos franjas centrales que se intersecten, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin abertura.
- 13.4.2.2** La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no debe interrumpirse con aberturas de más de $1/8$ del ancho de la franja de columna en cada dirección. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá añadirse a los costados de ésta.
- 13.4.2.3** En la zona común de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de la cuarta parte del refuerzo en cada franja. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá añadirse a los costados de ésta.
- 13.4.2.4** Deben satisfacerse los requisitos de cortante de 11.12.5.
- 13.5 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO**
- 13.5.1** Se permite diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida en 9.2 y 9.3 y se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.
- 13.5.1.1** El diseño para cargas de gravedad de sistemas de losas, incluyendo la losa y las vigas (cuando las hay) entre apoyos, y las columnas de apoyo o muros que formen pórticos ortogonales, se puede hacer mediante el Método Directo de 13.6, el Método de Coeficientes de 13.7 o el Método del Pórtico Equivalente.
- 13.5.1.2** Para cargas laterales, el análisis de la estructura debe tomar en cuenta los efectos de la fisuración y el acero de refuerzo en la rigidez de los elementos del pórtico.
- 13.5.2** La losa y las vigas (si las hay) entre los apoyos deben diseñarse para los momentos amplificados máximos en cada sección.
- 13.5.3** Cuando las cargas de gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción del momento no balanceado deberá ser transferida por flexión, de acuerdo con 13.5.3.1 y 13.5.3.2. La fracción del momento no

balanceado no transmitida por flexión, deberá transmitirse por excentricidad de cortante, de acuerdo con 11.12.6.

- 13.5.3.1** Una fracción del momento no balanceado, dada por $\gamma_f M_u$, deberá considerarse transmitida por flexión sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre ejes localizados a una y media veces el espesor de la losa o del ábaco ($1,5 h$) fuera de las caras opuestas de la columna o el capitel, donde M_u es el momento amplificado transmitido y.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (13-1)$$

- 13.5.3.2** Para momentos no balanceados alrededor de un eje paralelo al borde en apoyos exteriores, se permite que el valor de γ_f dado en la ecuación (13-1) sea incrementado hasta 1,0 siempre que V_u en apoyos de borde no exceda $0,75 \phi V_c$ o que en apoyos de esquina no exceda de $0,5 \phi V_c$, donde V_c se calcula de acuerdo con 11.12.2.1. Para momentos no balanceados en apoyos interiores y para momentos no balanceados alrededor de un eje transversal al borde en apoyos exteriores, se permite que el valor γ_f dado en la ecuación (13-1) sea incrementado hasta en un 25% siempre que V_u en el apoyo no exceda de $0,4 \phi V_c$. La cuantía de refuerzo ρ , dentro del ancho efectivo de losa definido en 13.5.3.1, no debe exceder de $0,375 \rho_b$. No se permiten ajustes a γ_f en sistemas de losas preesforzadas.

- 13.5.3.3** El refuerzo sobre la columna debe concentrarse utilizando la cantidad de refuerzo necesaria para resistir el momento en el ancho efectivo de la losa definido en 13.5.3.1.

- 13.5.4** El diseño para la transmisión de carga desde la losa a los muros y columnas de apoyo por medio de cortante y torsión debe estar de acuerdo con el Capítulo 11.

13.6 MÉTODO DIRECTO

13.6.1 Limitaciones

Se permite que los sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de 13.6.1.1 a 13.6.1.8, sean diseñados utilizando el Método Directo.

- 13.6.1.1** Deben existir un mínimo de tres paños continuos en cada dirección.
- 13.6.1.2** Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.
- 13.6.1.3** Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- 13.6.1.4** Las columnas pueden estar desalineadas hasta 10% de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.
- 13.6.1.5** Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.
- 13.6.1.6** Para un paño con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la condición (13-2) para las dos direcciones perpendiculares.

$$0,2 \leq \frac{\alpha_f 1 \ell_2^2}{\alpha_f 2 \ell_1^2} \leq 5,0 \quad (13-2)$$

Donde $\alpha_f 1$ y $\alpha_f 2$ se calculan de acuerdo con la ecuación (13-3).

$$\alpha_f = \frac{E_c b I_b}{E_c s I_s} \quad (13-3)$$

13.6.1.7 La redistribución de momentos, como lo permite 8.4, no debe aplicarse a los sistemas de losas diseñadas utilizando el Método Directo. Véase 13.6.7.

13.6.1.8 Se permiten variaciones de las limitaciones indicadas en 13.6.1, siempre que se demuestre por medio de análisis que se satisfacen los requisitos de 13.5.1.

13.6.2 Momento estático amplificado total del paño

13.6.2.1 El momento estático amplificado total para un paño, M_o , debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de los paños adyacentes al eje que une los apoyos.

13.6.2.2 La suma absoluta del momento amplificado positivo y el promedio de los momentos amplificados negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:

$$M_o = \frac{qu \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (13-4)$$

donde ℓ_n es la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos.

13.6.2.3 Cuando no se tenga la misma luz transversal en los paños a ambos lados del eje central de los apoyos, ℓ_2 en la ecuación (13-4) se debe tomar como el promedio de las luces transversales adyacentes.

13.6.2.4 Cuando se considere el paño adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central del paño deberá considerarse como ℓ_2 en la ecuación (13-4).

13.6.2.5 La luz libre ℓ_n debe considerarse entre caras de las columnas, capiteles, ménsulas o muros. El valor de ℓ_n empleado en la ecuación (13-4) no debe ser menor que $0,65 \ell_1$. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

13.6.3 Momentos negativos y positivos amplificados

13.6.3.1 Los momentos negativos amplificados deben determinarse en las caras de los apoyos, si estos son rectangulares. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

13.6.3.2 En cada paño interior, el momento estático total, M_o , debe distribuirse como se indica a continuación:

Momento negativo amplificado.....0,65 M_o

Momento positivo amplificado.....0,35 M_o

13.6.3.3 En cada paño extremo, el momento estático amplificado total, M_o , debe distribuirse como se indica en la tabla a continuación:

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Borde exterior no restringido	Losa con vigas entre todos los apoyos	Losa sin vigas entre los apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo amplificado interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momento positivo amplificado	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momento negativo amplificado exterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65

- 13.6.3.4** Las secciones sometidas a momento negativo deben diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos amplificados negativos interiores, determinados para los paños con un apoyo común, a menos que se haga un análisis para distribuir el momento desequilibrado de acuerdo con las rigideces de los elementos concurrentes.
- 13.6.3.5** Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser diseñados para resistir por torsión la fracción que le corresponda de los momentos exteriores negativos amplificados.
- 13.6.3.6** El momento a ser transmitido entre la losa y una columna de borde de acuerdo con 13.5.3 debe ser 0,3 M_o .

13.6.4 Momentos amplificado en las franjas de columna

- 13.6.4.1** Las franjas de columna deben ser diseñadas para resistir las siguientes fracciones del momento negativo amplificado interior:

$\frac{\ell_2}{\ell_1}$	0,50	1,00	2,00
$\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right) = 0$	0,75	0,75	0,75
$\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right) \geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

- 13.6.4.2** Las franjas de columnas deben ser diseñadas para resistir las siguientes fracciones del momento negativo amplificado exterior:

$\frac{\ell_2}{\ell_1}$		0,5	1,0	2,0
$\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right) = 0$	$\beta_t = 0$	1,00	1,00	1,00
	$\beta_t \geq 2,5$	0,75	0,75	0,75
$\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right) \geq 1,0$	$\beta_t = 0$	1,00	1,00	1,00
	$\beta_t \geq 2,5$	0,90	0,75	0,45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores dados.

β_t se calcula con la ecuación (13-5) y C se calcula con (13-6).

$$\beta_t = \frac{Ecb C}{2 Ecs I_s} \quad (13-5)$$

$$C = \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (13-6)$$

La constante C para secciones en forma de T o L puede evaluarse dividiendo la sección en regiones rectangulares teniendo en cuenta lo indicado en 13.2.5, y sumando los valores de C calculados para cada región.

13.6.4.3 Cuando los apoyos consistan en columnas o muros que se extienden por una distancia igual o mayor que $0,75 \ell_2$ utilizada para calcular M_o , los momentos negativos deben considerarse uniformemente distribuidos a lo largo de ℓ_2 .

13.6.4.4 Las franjas de columnas deben diseñarse para resistir las siguientes fracciones de los momentos positivos amplificados:

$\frac{\ell_2}{\ell_1}$	0,50	1,00	2,00
$\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right) = 0$	0,60	0,60	0,60
$\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right) \geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

13.6.4.5 Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser diseñada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

13.6.5 Momentos amplificados en vigas

13.6.5.1 Las vigas entre los apoyos deben ser diseñadas para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna si $\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right)$ es igual o mayor que uno.

13.6.5.2 Para valores de $\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right)$ entre 1,0 y cero, la fracción de los momentos de la franja de columna que debe ser resistida por las vigas debe obtenerse por interpolación lineal entre 0,85 y 0 respectivamente.

13.6.5.3 Además de los momentos calculados para cargas uniformes, de acuerdo con 13.6.2.2, 13.6.5.1 y 13.6.5.2, las vigas deben ser diseñadas para resistir los momentos causados por cargas concentradas o lineales aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

13.6.6 Momentos amplificados en las franjas centrales

13.6.6.1 La fracción de los momentos positivo y negativo amplificados no resistida por las franjas de columnas deben asignarse a cada mitad de las franjas centrales correspondientes, proporcionalmente a sus anchos.

13.6.6.2 Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja.

13.6.6.3 Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser diseñada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja central correspondiente al primer eje de apoyos interiores.

13.6.7 Modificación de los momentos amplificados

Se permite que los momentos positivo y negativo amplificados sean modificados hasta en un 10%, siempre que el momento estático total para un paño, M_o , en la dirección considerada, no sea menor que el requerido en la ecuación (13-4).

13.6.8 Cortante amplificado en sistemas de losas con vigas

13.6.8.1 Las vigas con $\left(\alpha_f 1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right)$ igual o mayor que 1,0 deben ser diseñadas para resistir el cortante producido por las cargas amplificadas en áreas tributarias limitadas por líneas a 45°

trazadas desde las esquinas de cada paño y por los ejes centrales de los paños adyacentes paralelos a los lados largos.

13.6.8.2 Al diseñar vigas con $(\alpha_f l_2 / l_1)$ menor a 1,0 para resistir cortante, se permite interpolar linealmente suponiendo que la viga no toma carga para $\alpha_f l_1 = 0$.

13.6.8.3 Además de los cortantes calculados de acuerdo con 13.6.8.1 y 13.6.8.2, todas las vigas deben ser diseñadas para resistir los cortantes producidos por las cargas amplificadas aplicadas directamente sobre ellas.

13.6.8.4 Se permite calcular el cortante en la losa suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con 13.6.8.1 ó 13.6.8.2. Debe proporcionarse resistencia al cortante total que se presente en el paño.

13.6.8.5 La resistencia al cortante debe cumplir con los requisitos del Capítulo 11.

13.6.9 Momentos amplificados en columnas y muros

13.6.9.1 Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas amplificadas que actúan sobre el sistema de losas.

13.6.9.2 En un apoyo interior, los elementos de apoyo arriba y abajo de la losa deben resistir el momento amplificado especificado por la ecuación (13-7) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M = 0,07 \left[(q_{Du} + 0,5 q_{Lu}) l_2 (\ell_n)^2 - q_{Du} \ell_2 (\ell'_n)^2 \right] \quad (13-7)$$

donde q'_{Du} , ℓ_2 y ℓ'_n se refieren a la luz más corta.

13.7 MÉTODO DE COEFICIENTES PARA LOSAS APOYADAS EN VIGAS O MUROS

13.7.1 Limitaciones

Se permite que las losas que cumplan con las limitaciones de 13.7.1.1 a 13.7.1.4, sean diseñadas utilizando el Método de Coeficientes.

13.7.1.1 Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.

13.7.1.2 Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.

13.7.1.3 Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

13.7.1.4 Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

13.7.2 Definiciones

13.7.2.1 Se denomina Franja Central a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, simétrica respecto a la línea central del paño y que se extiende en la dirección en que se consideran los momentos.

13.7.2.2 Se denomina Franja de Columna a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, que ocupa las dos áreas fuera de la franja central.

13.7.3 Determinación de momentos, cortantes y secciones críticas

13.7.3.1 Las secciones críticas para momentos de flexión serán:

- (a) A lo largo de los bordes del paño en las caras de las vigas o muros de apoyo para el caso de momentos negativos.
- (b) A lo largo de las líneas medias de los paños para el caso de momentos positivos.

13.7.3.2 Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$$Ma = Ca wu A^2 \quad (13-8)$$

$$Mb = Cb wu B^2 \quad (13-9)$$

Donde:

A: Luz libre del tramo en la dirección corta.

B: Luz libre del tramo en la dirección larga.

Ma: Momento de flexión en la dirección A.

Mb: Momento de flexión en la dirección B.

Ca: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección corta.

Cb: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección larga.

wu: Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.

13.7.3.3 Se asumirá que los momentos en las franjas de columnas varían gradualmente desde el valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de este valor en el borde del paño.

13.7.3.4 Cuando el momento negativo a un lado del apoyo sea menor que el 80% del momento en el otro lado, la diferencia será distribuida en proporción a las rigideces relativas de las losas.

13.7.3.5 En los bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

13.7.4 Fuerza cortante en la losa y cargas en las vigas de apoyo

13.7.3.1 Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia *d* (peralte efectivo) de la cara del apoyo. A menos que se haga un análisis más preciso, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario podrá ser calculada utilizando la ecuación 13-10. Cuando exista un borde continuo opuesto a uno discontinuo, la fuerza cortante se incrementará en 15%.

$$V = w \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1,0 - 0,5 \frac{A}{B} \right) \quad (13-10)$$

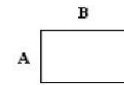
13.7.3.2 Las vigas deben ser diseñadas para resistir el cortante producido por las cargas amplificadas en áreas tributarias limitadas por líneas a 45° trazadas desde las esquinas de cada paño y por los ejes centrales de los paños adyacentes paralelos a los lados largos. Para la viga corta podrá utilizarse una carga equivalente uniformemente repartida por metro lineal igual a *wu* (*A* / 3).

TABLA 13.1 COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS

$$M_a \text{ neg} = C_a w u A^2$$

wu = carga amplificada total

$$M_b \text{ neg} = C_b w u B^2$$



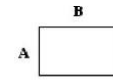
Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$									
1,00 <i>Ca</i>		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
<i>Cb</i>		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,95 <i>Ca</i>		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038	0,065
<i>Cb</i>		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056	0,029
0,90 <i>Ca</i>		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
<i>Cb</i>		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,85 <i>Ca</i>		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049	0,072
<i>Cb</i>		0,031	0,065	0,034			0,057	0,046	0,021
0,80 <i>Ca</i>		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
<i>Cb</i>		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,75 <i>Ca</i>		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
<i>Cb</i>		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,70 <i>Ca</i>		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
<i>Cb</i>		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,65 <i>Ca</i>		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
<i>Cb</i>		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,60 <i>Ca</i>		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
<i>Cb</i>		0,010	0,035	0,011			0,024	0,018	0,006
0,55 <i>Ca</i>		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
<i>Cb</i>		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,50 <i>Ca</i>		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
<i>Cb</i>		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

TABLA 13.2 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA

$$M_{a \text{ pos } d} = C_a w_{ud} A^2$$

w_{ud} = carga muerta amplificada

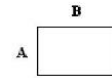
$$M_{b \text{ pos } d} = C_b w_{ud} B^2$$



Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	C_a 0,036 C_b 0,036	0,018 0,018	0,018 0,027	0,027 0,027	0,027 0,018	0,033 0,027	0,027 0,033	0,020 0,023	0,023 0,020
0,95	C_a 0,040 C_b 0,033	0,020 0,016	0,021 0,025	0,030 0,024	0,028 0,015	0,036 0,024	0,031 0,031	0,022 0,021	0,024 0,017
0,90	C_a 0,045 C_b 0,029	0,022 0,014	0,025 0,024	0,033 0,022	0,029 0,013	0,039 0,021	0,035 0,028	0,025 0,019	0,026 0,015
0,85	C_a 0,050 C_b 0,026	0,024 0,012	0,029 0,022	0,036 0,019	0,031 0,011	0,042 0,017	0,040 0,025	0,029 0,017	0,028 0,013
0,80	C_a 0,056 C_b 0,023	0,026 0,011	0,034 0,020	0,039 0,016	0,032 0,009	0,045 0,015	0,045 0,022	0,032 0,015	0,029 0,010
0,75	C_a 0,061 C_b 0,019	0,028 0,009	0,040 0,018	0,043 0,013	0,033 0,007	0,048 0,012	0,051 0,020	0,036 0,013	0,031 0,007
0,70	C_a 0,068 C_b 0,016	0,030 0,007	0,046 0,016	0,046 0,011	0,035 0,005	0,051 0,009	0,058 0,017	0,040 0,011	0,033 0,006
0,65	C_a 0,074 C_b 0,013	0,032 0,006	0,054 0,014	0,050 0,009	0,036 0,004	0,054 0,007	0,065 0,014	0,044 0,009	0,034 0,005
0,60	C_a 0,081 C_b 0,010	0,034 0,004	0,062 0,011	0,053 0,007	0,037 0,003	0,056 0,006	0,073 0,012	0,048 0,007	0,036 0,004
0,55	C_a 0,088 C_b 0,008	0,035 0,003	0,071 0,009	0,056 0,005	0,038 0,002	0,058 0,004	0,081 0,009	0,052 0,005	0,037 0,003
0,50	C_a 0,095 C_b 0,006	0,037 0,002	0,080 0,007	0,059 0,004	0,039 0,001	0,061 0,003	0,089 0,007	0,056 0,004	0,038 0,002

TABLA 13.3 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA VIVA

$M_{a \text{ pos } l} = C_a wul A^2$ $wul = \text{carga viva amplificada}$
 $M_{b \text{ pos } l} = C_b wul B^2$



Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$									
1,00	C_a 0,036 C_b 0,036	C_a 0,027 C_b 0,027	C_a 0,027 C_b 0,032	C_a 0,032 C_b 0,032	C_a 0,032 C_b 0,027	C_a 0,035 C_b 0,032	C_a 0,032 C_b 0,035	C_a 0,028 C_b 0,030	C_a 0,030 C_b 0,028
0,95	C_a 0,040 C_b 0,033	C_a 0,030 C_b 0,025	C_a 0,031 C_b 0,029	C_a 0,035 C_b 0,029	C_a 0,034 C_b 0,024	C_a 0,038 C_b 0,029	C_a 0,036 C_b 0,032	C_a 0,031 C_b 0,027	C_a 0,032 C_b 0,025
0,90	C_a 0,045 C_b 0,029	C_a 0,034 C_b 0,022	C_a 0,035 C_b 0,027	C_a 0,039 C_b 0,026	C_a 0,037 C_b 0,021	C_a 0,042 C_b 0,025	C_a 0,040 C_b 0,029	C_a 0,035 C_b 0,024	C_a 0,036 C_b 0,022
0,85	C_a 0,050 C_b 0,026	C_a 0,037 C_b 0,019	C_a 0,040 C_b 0,024	C_a 0,043 C_b 0,023	C_a 0,041 C_b 0,019	C_a 0,046 C_b 0,022	C_a 0,045 C_b 0,026	C_a 0,040 C_b 0,022	C_a 0,039 C_b 0,020
0,80	C_a 0,056 C_b 0,023	C_a 0,041 C_b 0,017	C_a 0,045 C_b 0,022	C_a 0,048 C_b 0,020	C_a 0,044 C_b 0,016	C_a 0,051 C_b 0,019	C_a 0,051 C_b 0,023	C_a 0,044 C_b 0,019	C_a 0,042 C_b 0,017
0,75	C_a 0,061 C_b 0,019	C_a 0,045 C_b 0,014	C_a 0,051 C_b 0,019	C_a 0,052 C_b 0,016	C_a 0,047 C_b 0,013	C_a 0,055 C_b 0,016	C_a 0,056 C_b 0,020	C_a 0,049 C_b 0,016	C_a 0,046 C_b 0,013
0,70	C_a 0,068 C_b 0,016	C_a 0,049 C_b 0,012	C_a 0,057 C_b 0,016	C_a 0,057 C_b 0,014	C_a 0,051 C_b 0,011	C_a 0,060 C_b 0,013	C_a 0,063 C_b 0,017	C_a 0,054 C_b 0,014	C_a 0,050 C_b 0,011
0,65	C_a 0,074 C_b 0,013	C_a 0,053 C_b 0,010	C_a 0,064 C_b 0,014	C_a 0,062 C_b 0,011	C_a 0,055 C_b 0,009	C_a 0,064 C_b 0,010	C_a 0,070 C_b 0,014	C_a 0,059 C_b 0,011	C_a 0,054 C_b 0,009
0,60	C_a 0,081 C_b 0,010	C_a 0,058 C_b 0,007	C_a 0,071 C_b 0,011	C_a 0,067 C_b 0,009	C_a 0,059 C_b 0,007	C_a 0,068 C_b 0,008	C_a 0,077 C_b 0,011	C_a 0,065 C_b 0,009	C_a 0,059 C_b 0,007
0,55	C_a 0,088 C_b 0,008	C_a 0,062 C_b 0,006	C_a 0,080 C_b 0,009	C_a 0,072 C_b 0,007	C_a 0,063 C_b 0,005	C_a 0,073 C_b 0,006	C_a 0,085 C_b 0,009	C_a 0,070 C_b 0,007	C_a 0,063 C_b 0,006
0,50	C_a 0,095 C_b 0,006	C_a 0,066 C_b 0,004	C_a 0,088 C_b 0,007	C_a 0,077 C_b 0,005	C_a 0,067 C_b 0,004	C_a 0,078 C_b 0,005	C_a 0,092 C_b 0,007	C_a 0,076 C_b 0,005	C_a 0,067 C_b 0,004

CAPÍTULO 14 MUROS

14.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo son aplicables a muros sometidos a los estados de carga siguientes:

- (a) Muros sometidos a carga axial con o sin flexión transversal a su plano, denominados muros de carga.
- (b) Muros sometidos a cargas normales a su plano.
- (c) Muros de contención.

Los muros sometidos a cargas verticales y cargas horizontales en su plano, provenientes de las acciones sísmicas, denominados placas o muros de corte, se diseñarán de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 21.

14.2 GENERALIDADES

14.2.1 Los muros serán diseñados para las cargas verticales, cargas laterales y otras cargas a los que estén sometidos.

14.2.2 Los muros de carga se diseñarán de acuerdo a 14.4 ó 14.5.

14.2.3 Los muros de contención se diseñarán de acuerdo a 14.9.

14.2.4 El diseño para cortante debe cumplir con lo estipulado en 11.10.

14.2.5 La longitud horizontal del muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no deberá exceder la distancia centro a centro entre cargas ni la longitud de la superficie de contacto más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor.

14.2.6 Los elementos en compresión contruidos monolíticamente con los muros cumplirán con los requisitos de 10.8.2

14.2.7 La cantidad de refuerzo y los límites de espesor indicados en este Capítulo podrán ser modificados cuando se demuestre por un análisis estructural detallado que se tienen adecuadas resistencia y estabilidad.

14.2.8 La transferencia de las fuerzas a la cimentación en la base del muro se hará de acuerdo con 15.8.

14.3 REFUERZO MÍNIMO

14.3.1 El refuerzo mínimo vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de 14.3, a menos que se requiera una cantidad mayor por cortante de acuerdo con 11.10.

- (a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- (b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

14.3.2 Los muros con un espesor mayor que 200 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.

14.3.3 El refuerzo vertical y el horizontal no debe estar espaciados a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm.

14.3.4 El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda de 0,01 del área total de concreto o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo de compresión.

14.4 MUROS DISEÑADOS COMO ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

Los muros sometidos a carga axial o combinación de carga axial y flexión deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10 y de 14.2 y 14.3.

14.5 MÉTODO EMPÍRICO DE DISEÑO PARA MUROS DE CARGA

14.5.1 Se permite que los muros de carga de sección transversal rectangular sólida (sin vacíos) sean diseñados mediante las disposiciones empíricas de 14.5, cuando la resultante de todas las cargas amplificadas esté localizada dentro del tercio central del espesor total del muro y se satisfagan los requisitos de 14.2 y 14.3.

14.5.2 La resistencia axial de diseño ϕP_n de un muro que satisface las limitaciones de 14.5.1, debe calcularse mediante la ecuación (14-1), a menos que se diseñe de acuerdo con 14.4.

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

donde $\phi = 0,70$ y el factor de longitud efectiva k es:

Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y:

- (a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior)..... 0,8
- (b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos 1,0

Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral..... 2,0

14.5.3 Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

14.5.3.1 El espesor de los muros de carga no debe ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral o de la longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco debe ser menor que 100 mm.

14.5.3.2 El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 200 mm.

14.6 MUROS NO PORTANTES

14.6.1 El espesor de los muros que no sean de carga no debe ser menor de 100 mm, ni menor de 1/30 de la distancia mínima entre elementos que le proporcionen apoyo lateral.

14.7 MUROS EMPLEADOS COMO VIGAS DE CIMENTACIÓN

14.7.1 Los muros diseñados como vigas de cimentación deben tener el refuerzo superior e inferior que se requiere para resistir los momentos flectores, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10. El diseño por cortante debe cumplir con las disposiciones del Capítulo 11.

14.7.2 El refuerzo de los muros empleados como vigas de cimentación debe cumplir con los requisitos de 14.3.

14.8 MUROS DE CONTENCIÓN

14.8.1 Los muros de contención con o sin carga axial significativa se diseñarán de acuerdo a las disposiciones para diseño de elementos en flexión y carga axial del Capítulo 10.

14.8.2 El refuerzo mínimo será el indicado en 14.3. Este requisito podrá exceptuarse cuando el Ingeniero Proyectista disponga juntas de contracción y señale procedimientos constructivos que controlen los efectos de contracción y temperatura.

14.8.3 El acero por temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 250 mm. Este refuerzo podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro.

14.8.4 El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a un espaciamiento mayor que tres veces el espesor del muro ni que 400 mm.

14.9 MUROS ANCLADOS

14.9.1 En el diseño de muros de contención con anclajes temporales o permanentes, deberá prestarse especial atención en la verificación de los esfuerzos de punzonamiento ocasionados por los dispositivos de anclaje. En el diseño deberán considerarse las solicitaciones correspondientes a cada una de las diferentes etapas de la construcción.

14.10 ABERTURAS EN MUROS

14.10.1 Las aberturas en los muros deberán ubicarse de modo tal de reducir lo menos posible su capacidad resistente.

14.10.2 La presencia de aberturas debe considerarse en el cálculo de rigideces y resistencias.

14.10.3 Además del refuerzo mínimo requerido por 14.3, deben colocarse por lo menos dos barras de 5/8" alrededor de todos los vanos de ventanas y puertas. Estas barras deben prolongarse más allá de las esquinas de las aberturas una distancia igual a la longitud de anclaje en tracción pero no menos de 600 mm.

SENCICCO

CAPÍTULO 15 ZAPATAS

15.1 ALCANCE

15.1.1 Las disposiciones del Capítulo 15 deben usarse en el diseño de zapatas aisladas y, cuando sean aplicables, a zapatas combinadas y losas de cimentación.

15.1.2 En 15.10 se indican los requisitos adicionales para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación.

15.2 CARGAS Y REACCIONES

15.2.1 Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas (Diseño por Resistencia) y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma y conforme a lo dispuesto en el Capítulo 15.

15.2.2 El área de la base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no amplificados (en servicio) transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata. El área de la zapata debe determinarse a partir de la resistencia admisible del suelo o de la capacidad admisible de los pilotes, establecida en el estudio de mecánica de suelos.

15.2.3 En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar las tracciones.

15.2.4 Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.

15.2.5 Para determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis, ya que las sollicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.

15.2.6 En terrenos de baja capacidad portante ó cimentaciones sobre pilotes, deberá analizarse la necesidad de conectar las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación.

En los casos de muros de albañilería, se podrá lograr esta conexión mediante cimientos o sobrecimientos armados.

15.2.7 El cálculo de los momentos y cortantes en las zapatas apoyadas sobre pilotes puede basarse en la suposición que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el eje del mismo.

15.3 ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES DE FORMA CIRCULAR O DE POLÍGONO REGULAR

Para la localización de las secciones críticas para momentos, cortantes, y longitud de desarrollo del refuerzo en las zapatas, se permite considerar las columnas o pedestales de concreto de forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados con la misma área.

15.4 MOMENTOS FLECTORES EN ZAPATAS

15.4.1 El momento flector en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

15.4.2 Para una zapata aislada el momento máximo amplificado, M_u , debe calcularse en la forma indicada en 15.4.1, en las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

- (a) Para zapatas que soporten una columna, pedestal o muro de concreto, en la cara de la columna, pedestal o muro.
 - (b) Para zapatas que soporten muros de albañilería, en el punto medio entre el eje central y el borde del muro.
 - (c) Para zapatas que soporten una columna con plancha de apoyo de acero, en el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la plancha de acero
- 15.4.3** En zapatas armadas en una dirección y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.
- 15.4.4** En zapatas rectangulares armadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse como se indica en 15.4.4.1 y 15.4.4.2.
- 15.4.4.1** El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.
- 15.4.4.2** Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $\gamma_s A_s$, debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja (centrada con respecto al eje de la columna o pedestal) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta, $(1 - \gamma_s) A_s$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (15-1)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

15.5 FUERZA CORTANTE EN ZAPATAS

- 15.5.1** La resistencia al cortante de zapatas apoyadas en suelo o en roca, debe cumplir con lo estipulado en 11.12. La resistencia al cortante, ϕV_n , de las zapatas debe determinarse según 11.12.1.1 y 11.12.1.2.
- 15.5.2** La ubicación de la sección crítica para cortante de acuerdo con el Capítulo 11 debe medirse desde la cara de la columna, pedestal o muro. Para zapatas que soporten una columna con plancha de apoyo de acero, la sección crítica debe ubicarse de acuerdo a lo indicado en 15.4.2 (c).
- 15.5.3** El cálculo del cortante en cualquier sección de una zapata apoyada sobre pilotes debe cumplir con 11.12, 15.5.3.1, 15.5.3.2 y 15.5.3.3.
- 15.5.3.1** Se debe considerar que la reacción total de todo pilote con su centro localizado a $dp/2$ (dp = diámetro del pilote) o más hacia el lado de afuera de la sección produce cortante en dicha sección.
- 15.5.3.2** Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote con su centro localizado $dp/2$ o más hacia el lado interior de la sección no produce cortante en dicha sección.
- 15.5.3.3** Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que produce cortante en la sección debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total a $dp/2$ hacia afuera de la sección y el valor cero correspondiente a $dp/2$ hacia adentro de la sección.

15.6 DESARROLLO DEL REFUERZO EN ZAPATAS

- 15.6.1** El desarrollo del refuerzo en las zapatas debe hacerse de acuerdo con el Capítulo 12.
- 15.6.2** La tracción o compresión calculadas en el refuerzo en cada sección debe desarrollarse a cada lado de dicha sección ya sea mediante una longitud embebida, ganchos (sólo en tracción) o dispositivos mecánicos, o bien mediante una combinación de los mismos.

- 15.6.3** Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo deben suponerse en los mismos planos definidos en 15.4.2 para el momento máximo amplificado y en todos los demás planos verticales en los cuales se presentan cambios de sección o de refuerzo. Véase también 12.10.6.
- 15.7 PERALTE MÍNIMO DE LAS ZAPATAS**
La altura de las zapatas, medida sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 300 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 400 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes. El peralte de la zapata deberá ser compatible con los requerimientos de anclaje de las armaduras de las columnas, pedestales y muros que se apoyen en la zapata.
- 15.8 TRANSMISIÓN DE FUERZAS EN LA BASE DE COLUMNAS, MUROS O PEDESTALES**
- 15.8.1** Las fuerzas y los momentos en la base de columnas, muros o pedestales deben transmitirse a la zapata a través del concreto por aplastamiento y mediante refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.
- 15.8.1.1** El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no debe exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para ninguna de las superficies, de acuerdo con lo dispuesto en 10.17.
- 15.8.1.2** El refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos entre elementos apoyados y de apoyo deben ser adecuados para transmitir:
- (a) Las fuerzas de compresión que excedan de la resistencia al aplastamiento del concreto de cualquiera de los elementos.
 - (b) Las fuerzas de tracción calculadas a través de la interfase.
- Además, el refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos deben satisfacer las disposiciones de 15.8.2 ó 15.8.3.
- 15.8.1.3** Cuando los momentos calculados se transmiten a la zapata, el refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos deben tener las características necesarias para satisfacer las disposiciones de 12.17.
- 15.8.1.4** Las fuerzas laterales deben transmitirse a la zapata de acuerdo con las disposiciones de cortante por fricción de 11.7, o mediante otros medios apropiados.
- 15.8.2** En estructuras construidas en obra, debe proporcionarse el refuerzo requerido para satisfacer 15.8.1, ya sea prolongando las barras longitudinales dentro de las zapatas, o mediante pasadores (*dowels*).
- 15.8.2.1** Para columnas y pedestales construidos en obra, el área de refuerzo a través de la junta no debe ser menor de $0,005 A_g$, donde A_g es el área bruta del elemento soportado.
- 15.8.2.2** Para muros construidos en obra, la cuantía del refuerzo a través de la interfase (junta) no debe ser menor que 0,0015.
- 15.8.2.3** Cuando se utilice una conexión que permita giro (articulada) en estructuras construidas en obra, dicha conexión debe cumplir con lo especificado en 15.8.1 y 15.8.3.
- 15.8.3** En construcciones prefabricadas, se permite usar pernos de anclaje o conectores mecánicos apropiados para satisfacer lo estipulado en 15.8.1.
- 15.8.3.1** La conexión entre columnas prefabricadas o pedestales y los elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de 16.5.1.3(a).
- 15.8.3.2** La conexión entre muros prefabricados y elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de 16.5.1.3 (b) y (c).
- 15.8.3.3** Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla de anclaje o la falla del concreto que los circunda.

15.9 ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS

15.9.1 En las zapatas con pendiente o escalonadas el ángulo de la pendiente, o la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se satisfagan los requisitos de diseño en cada sección. (Véase también 12.10.6).

15.9.2 Las zapatas con pendiente o escalonadas que se diseñen como una unidad, deben construirse para asegurar su comportamiento como tal.

15.10 ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN

15.10.1 Las zapatas que soporten más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas y losas de cimentación) deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma.

15.10.2 El Método Directo de Diseño del Capítulo 13 no debe utilizarse para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación.

15.10.3 La distribución de la presión del terreno bajo zapatas combinadas y losas de cimentación debe ser consistente con las propiedades del suelo y la estructura y con los principios establecidos de mecánica de suelos.

CAPÍTULO 16 CONCRETO PREFABRICADO

16.1 ALCANCE

16.1.1 Todas las disposiciones de esta Norma que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del Capítulo 16, deben aplicarse a las estructuras que incorporan elementos estructurales prefabricados de concreto.

16.1.2 Las disposiciones de este Capítulo no cubren los requerimientos específicos para el diseño de pórticos y muros prefabricados que conformen el sistema sismorresistente de edificaciones ubicadas en las zonas de alto riesgo sísmico (zonas 2 y 3 de la NTE E.030). En este caso, los sistemas constructivos prefabricados serán considerados "no convencionales". Véase 1.3.

16.2 GENERALIDADES

16.2.1 El diseño de elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje. En las estructuras prefabricadas, se requiere de una especial atención en el diseño de las conexiones para minimizar o transmitir, según sea el caso, las fuerzas debidas a retracción, flujo plástico, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo.

16.2.2 Cuando se incorporen elementos prefabricados en un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones que se produzcan en y junto a las conexiones deben ser incluidas en el diseño.

16.2.3 Deben especificarse las tolerancias tanto para los elementos prefabricados como para los vaciados en sitio y los elementos de conexión. El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir los efectos de estas tolerancias.

16.2.4 Debe incluirse en los planos lo siguiente:

- (a) Detallado del refuerzo, insertos y dispositivos de izaje necesarios para resistir la fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje.
- (b) Resistencia del concreto a las edades o etapas de construcción establecidas.

16.3 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS ENTRE ELEMENTOS

16.3.1 La distribución de fuerzas perpendiculares al plano de los elementos debe establecerse por medio de análisis o ensayos.

16.3.2 Cuando el comportamiento del sistema requiera que las fuerzas en el plano sean transferidas entre los elementos de un sistema de muro o piso prefabricado, deben aplicarse 16.3.2.1 y 16.3.2.2.

16.3.2.1 La trayectoria de las fuerzas en el plano debe ser continua tanto a través de las conexiones como a través de los elementos.

16.3.2.2 Cuando se produzcan fuerzas de tracción, debe proporcionarse una trayectoria continua de refuerzo de acero.

16.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

16.4.1 En losas de piso o techo en una dirección y en paneles de muros prefabricados preesforzados, con anchos menores de 3,6 m, y cuando los elementos no estén conectados mecánicamente como para provocar una restricción en la dirección transversal, se permite que los requisitos de refuerzo por retracción y temperatura de 9.7 en la dirección normal al refuerzo por flexión sean omitidos. Esta omisión no se aplica a elementos que requieren el refuerzo para resistir esfuerzos transversales de flexión, tales como T simples o dobles con alas delgadas y anchas.

- 16.4.2** En muros prefabricados no preesforzados, el refuerzo debe diseñarse de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos 10 ó 14 excepto que el área de refuerzo vertical y horizontal debe, cada una, no ser menor de $0,001 A_g$, donde A_g es el área bruta del muro. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 5 veces el espesor del muro ni 750 mm para muros interiores o 450 mm para muros exteriores.
- 16.5 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL**
- 16.5.1** Excepto cuando controlen las disposiciones de 16.5.2, deben aplicarse las disposiciones mínimas sobre integridad estructural de 16.5.1.1 a 16.5.1.4 en todas las estructuras prefabricadas.
- 16.5.1.1** Los amarres longitudinales y transversales deben conectar los elementos a un sistema resistente a cargas laterales.
- 16.5.1.2** Cuando elementos prefabricados formen diafragmas de techo o piso, las conexiones entre el diafragma y aquellos elementos que están siendo soportados lateralmente deben tener una resistencia nominal a la tracción no menor que 4,5 kN por metro lineal.
- 16.5.1.3** Los elementos estructurales verticales, excepto enchapes de fachada, deben contar con amarres verticales de tracción para lograr que las conexiones en las juntas horizontales cumplan lo especificado en:
- Las columnas prefabricadas deben tener una resistencia nominal a tracción no menor a $1,5 A_g$ en Newtons. En columnas con una sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida A_g basada en la sección transversal requerida, pero no menor a la mitad del área total.
 - Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 kN por amarre.
 - Cuando las fuerzas de diseño no generen tracción en la base, se permite que los amarres requeridos por 16.5.1.3 (b) sean anclados en una losa de concreto apoyada sobre el terreno, apropiadamente reforzada.
- 16.5.1.4** No se deben usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción producida por las cargas gravitacionales.
- 16.5.2** En estructuras con muros portantes de concreto prefabricado que tengan dos o más pisos de altura, deben aplicarse las disposiciones mínimas de 16.5.2.1 a 16.5.2.5.

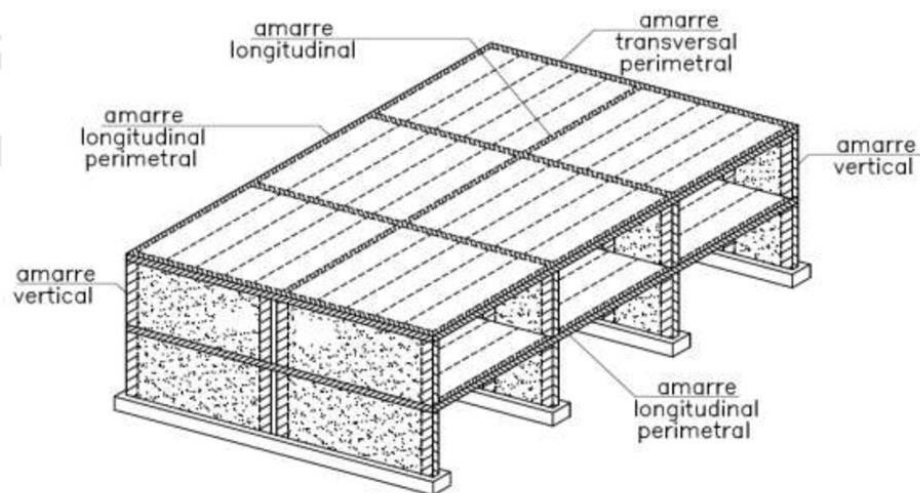


Fig. 16.5.2. Disposición de amarres de tracción en estructuras de paneles prefabricados.

- 16.5.2.1** En los sistemas de piso y techo se deben especificar amarres transversales y longitudinales capaces de ofrecer una resistencia nominal no menor de 25 kN por metro de ancho o largo. Los amarres deben colocarse sobre los apoyos de los muros interiores y entre los elementos y los muros exteriores. Los amarres deben estar ubicados en o dentro de 600 mm del plano del sistema de piso o techo.
- 16.5.2.2** Los amarres longitudinales paralelos a la dirección de armado de la losa de piso o techo, deben espaciarse a no más de 3 m medido entre centros. Deben tomarse provisiones para transferir las fuerzas alrededor de aberturas.
- 16.5.2.3** Los amarres transversales perpendiculares a la dirección de armado de la losa de piso o techo, deben tener un espaciamiento no mayor al espaciamiento de los muros de carga.
- 16.5.2.4** Los amarres alrededor del perímetro de cada piso o techo, dentro de 1,2 m del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a tracción no menor a 75 kN.
- 16.5.2.5** Deben proporcionarse amarres verticales de tracción en todos los muros y deben ser continuos en toda la altura de la edificación. Deben, además, proporcionar una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 kN por metro horizontal de muro. Debe proporcionarse no menos de dos amarres por cada panel prefabricado.
- 16.6 DISEÑO DE CONEXIONES Y APOYOS**
- 16.6.1** Se permite que las fuerzas sean transmitidas entre los elementos a través de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, conectores mecánicos, conexiones con refuerzo de acero, sobrelosa de piso reforzada o una combinación de estos métodos.
- 16.6.1.1** La efectividad de las conexiones para transmitir fuerzas entre elementos debe ser determinada por medio del análisis o de ensayos. Cuando el cortante sea la principal carga impuesta, se permite usar las disposiciones de 11.7.
- 16.6.1.2** Cuando se diseña una conexión usando materiales con diferentes propiedades estructurales, deben considerarse sus rigideces, resistencias y ductilidades relativas.
- 16.6.2** Los apoyos simples de elementos prefabricados de piso o techo deben satisfacer 16.6.2.1 y 16.6.2.2.
- 16.6.2.1** El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el apoyado y entre cualquier elemento de apoyo intermedio, no debe exceder la resistencia al aplastamiento de ninguna de las superficies ni del elemento de apoyo. La resistencia al aplastamiento del concreto será la especificada en 10.17.
- 16.6.2.2** A menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado, debe cumplirse con (a) y (b):
- (a) Cada elemento y su sistema de apoyo debe tener dimensiones de diseño seleccionadas de manera que, después de considerar las tolerancias, la distancia desde el borde del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz sea al menos $\ell_n/180$, pero no menos que:
- Para losas sólidas o alveolares..... 50 mm
 Para vigas o elementos en forma de T..... 75 mm
- (b) Los dispositivos de soporte en bordes no reforzados deben desplazarse un mínimo de 13 mm desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

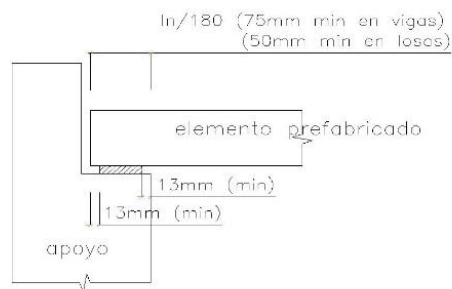


Fig. 16.6.2. Longitud de apoyo de un elemento prefabricado.

- 16.6.2.3** Los requisitos de 12.11.1 no se aplican al refuerzo para momento positivo en elementos prefabricados estáticamente determinados, pero al menos un tercio de dicho refuerzo debe extenderse hasta el centro del apoyo, tomando en consideración las tolerancias permitidas en 7.5.2.2 y 16.2.3.

16.7 ELEMENTOS EMBEBIDOS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO

- 16.7.1** Cuando lo apruebe el proyectista, se permite que los elementos embebidos (como espigas – *dowels* – o insertos) que sobresalgan del concreto o que queden expuestos para inspección sean embebidos mientras el concreto está en estado plástico, siempre que se cumpla con 16.7.1.1, 16.7.1.2 y 16.7.1.3.

- 16.7.1.1** No se requiera que los elementos embebidos sean enganchados o amarrados al refuerzo dentro del concreto.

- 16.7.1.2** Los elementos embebidos sean mantenidos en la posición correcta mientras el concreto está en estado plástico.

- 16.7.1.3** El concreto sea compactado adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.

16.8 MARCAS E IDENTIFICACIÓN

- 16.8.1** Todo elemento prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura y su fecha de fabricación.

- 16.8.2** Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje.

16.9 MANIPULACIÓN

- 16.9.1** El diseño de los elementos debe considerar las fuerzas y distorsiones que ocurren durante el curado, desencofrado, almacenamiento y montaje, de manera que los elementos prefabricados no sufran sobreesfuerzos o daños.

- 16.9.2** Las estructuras y elementos prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento e integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.

16.10 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

- 16.10.1** Se permite que un elemento prefabricado que se transforma en uno compuesto mediante concreto colocado en sitio, sea ensayado como un elemento prefabricado aislado en flexión de acuerdo con 16.10.1.1 y 16.10.1.2.

- 16.10.1.1** Las cargas de ensayo deben ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que para el elemento prefabricado aislado no es crítica la compresión o el pandeo.

- 16.10.1.2** La carga de ensayo debe ser la carga que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en el refuerzo de tracción que las que se inducirían al cargar el elemento compuesto con las cargas de ensayo requeridas por 20.3.2.

- 16.10.2** Las disposiciones de 20.5 deben ser la base para la aceptación o rechazo de los elementos prefabricados.

CAPÍTULO 17 ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXIÓN

17.1 ALCANCE

17.1.1 Las disposiciones del Capítulo 17 deben aplicarse al diseño de elementos compuestos de concreto sometidos a flexión, definidos como elementos prefabricados de concreto o fabricados en obra, construidos en etapas diferentes pero conectados entre si de manera tal que respondan a las cargas como una sola unidad.

17.1.2 Todas las disposiciones de esta Norma son aplicables a los elementos compuestos sometidos a flexión, excepto en lo específicamente modificado en este Capítulo.

17.2 GENERALIDADES

17.2.1 Se permite usar elementos compuestos, en su totalidad o porciones de ellos, para resistir cortante y momento.

17.2.2 Los elementos individuales deben investigarse para todas las etapas de carga.

17.2.3 Si la resistencia especificada, la densidad u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.

17.2.4 En el cálculo de la resistencia de elementos compuestos no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.

17.2.5 Todos los elementos deben diseñarse para resistir las cargas aplicadas antes del completo desarrollo de la resistencia de diseño del elemento compuesto.

17.2.6 Se debe diseñar el refuerzo requerido para controlar el agrietamiento y prevenir la separación de los elementos individuales de los miembros compuestos.

17.2.7 Los elementos compuestos deben cumplir con los requisitos de control de deflexiones dados en 9.6.

17.3 APUNTALAMIENTO

Donde se emplee apuntalamiento, éste no deberá retirarse hasta que los elementos soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir todas las cargas, y limitar las deflexiones y el agrietamiento en el momento de retirar los puntales.

17.4 RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

17.4.1 Donde se considere que el cortante vertical es resistido por todo el elemento compuesto, el diseño se hará de acuerdo con los requisitos del Capítulo 11, como si se tratara de un elemento monolítico de la misma sección transversal.

17.4.2 El refuerzo para cortante debe estar totalmente anclado dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en 12.13.

17.4.3 Se permite considerar el refuerzo para cortante vertical, debidamente anclado y extendido a lo largo del elemento, como refuerzo para tomar el cortante horizontal.

17.5 RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

17.5.1 En un elemento compuesto, debe asegurarse la transmisión completa de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos conectados.

17.5.2 En los requisitos de 17.5, d debe tomarse como la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al centroide del refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado (si existe) pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0,8 h$ para elementos de concreto preesforzado.

- 17.5.3** A menos que se calcule de acuerdo con 17.5.4, el diseño de las secciones transversales sometidas a cortante horizontal debe basarse en:

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (17-1)$$

donde V_{nh} es la resistencia nominal al cortante horizontal calculada de acuerdo con 17.5.3.1 a 17.5.3.4.

- 17.5.3.1** Donde las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se hayan hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al cortante V_{nh} no debe tomarse mayor a $0,55 b_v d$.

- 17.5.3.2** Donde se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con 17.6 y las superficies de contacto estén limpias y libres de lechada, pero no se hayan hecho rugosas intencionalmente, V_{nh} no debe tomarse mayor a $0,55 b_v d$.

- 17.5.3.3** Donde se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con 17.6 y las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se hayan hecho rugosas intencionalmente con una amplitud aproximada de 6 mm, V_{nh} debe tomarse igual a $(1,8 + 0,6 \rho_v f_y) \lambda b_v d$, pero no mayor que $3,5 b_v d$. Deben usarse los valores de λ indicados en 11.7.4.3 y ρ_v es $A_v/(b_v s)$.

- 17.5.3.4** Donde V_u en la sección bajo consideración exceda de $\phi (3,5 b_v d)$, el diseño por cortante horizontal debe hacerse de acuerdo con 11.7.4.

- 17.5.4** Como alternativa a 17.5.3, el cortante horizontal podrá determinarse calculando la variación real de la fuerza de compresión o de tracción en cualquier segmento, y deberán tomarse medidas para transferir esa fuerza como cortante horizontal al elemento soportante. La fuerza cortante horizontal amplificada no debe exceder la resistencia a cortante ϕV_{nh} como se indica en 17.5.3.1 a 17.5.3.4, donde el área de la superficie de contacto debe sustituir a $b_v d$.

- 17.5.4.1** Donde los estribos proporcionados para resistir el cortante horizontal se diseñan para satisfacer 17.5.4, la relación entre el área de los estribos y el espaciamiento a lo largo del elemento debe representar aproximadamente la distribución del esfuerzo de cortante en el elemento.

- 17.5.5** Donde exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos conectados, sólo se permitirá la transmisión de cortante por contacto cuando se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con 17.6.

17.6 ESTRIBOS PARA CORTANTE HORIZONTAL

- 17.6.1** Donde se colocan estribos para transferir el cortante horizontal, el área de los estribos no debe ser menor que la requerida por 11.5.6.2, y su espaciamiento no debe exceder de cuatro veces la dimensión menor del elemento soportado, ni de 600 mm.

- 17.6.2** Los estribos que resisten el cortante horizontal deben consistir en barras individuales, alambres, estribos de ramas múltiples o ramas verticales de refuerzo electrosoldado de alambre.

- 17.6.3** Todos los estribos deben anclarse totalmente dentro de cada uno de los elementos conectados de acuerdo con 12.13.

CAPÍTULO 18 CONCRETO PREESFORZADO

18.1 ALCANCE

- 18.1.1** Las disposiciones del Capítulo 18 se deben aplicar a elementos preesforzados con alambre, torones o barras que cumplan con las disposiciones para aceros de preesforzado de 3.5.5.
- 18.1.2** Todas las disposiciones de esta Norma, no excluidas específicamente y que no contradigan las disposiciones del Capítulo 18, deben considerarse aplicables al concreto preesforzado.
- 18.1.3** Las siguientes disposiciones de esta Norma no deben aplicarse al concreto preesforzado, excepto cuando esté específicamente señalado: 6.4.4, 8.10.2, 8.10.3, 8.10.4, 8.11, 9.8.1, 10.5, 10.6, 10.9.1, 10.9.2, Capítulo 13, 14.3, 14.5 y 14.6.

18.2 GENERALIDADES

- 18.2.1** Los elementos preesforzados deben cumplir con los requisitos de resistencia especificados en esta Norma.
- 18.2.2** En el diseño de elementos preesforzados deben contemplarse la resistencia y el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga durante la vida de la estructura, desde el momento en que el preesforzado se aplique por primera vez.
- 18.2.3** En el diseño deben considerarse las concentraciones de esfuerzos debidas al preesforzado.
- 18.2.4** Deben tomarse medidas con respecto a los efectos provocados por el preesforzado sobre las estructuras adyacentes debidos a deformaciones plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones. También deben considerarse los efectos por cambios de temperatura y retracción.
- 18.2.5** Debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre los puntos en que el concreto y el acero de preesforzado estén en contacto intermitente en un ducto de mayor tamaño que el necesario, al igual que la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas.
- 18.2.6** Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia del acero de preesforzado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a los ductos abiertos.

18.3 SUPOSICIONES DE DISEÑO

- 18.3.1** El diseño por resistencia de elementos preesforzados para cargas axiales y de flexión debe basarse en las suposiciones de 10.2, excepto que 10.2.4 se debe aplicar únicamente al refuerzo corrugado que cumpla con lo señalado en 3.5.3.
- 18.3.2** Para el análisis de los esfuerzos en la transferencia del preesforzado, bajo cargas de servicio y cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica con las suposiciones de 18.3.2.1 y 18.3.2.2.
- 18.3.2.1** Las deformaciones unitarias varían linealmente en el peralte del elemento en todas las etapas de carga.
- 18.3.2.2** En las secciones fisuradas, el concreto no resiste tracción.
- 18.3.3** Los elementos preesforzados sometidos a flexión deben clasificarse como Clase U o Clase T, en función del esfuerzo en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimada en tracción, f_t , calculado para cargas de servicio, de la siguiente forma:

- (a) Clase U: $f_t \leq 0,62\sqrt{f'_c}$
- (b) Clase T: $0,62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1,0\sqrt{f'_c}$

Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U, con $f_t \leq 0,50\sqrt{f'_c}$.

- 18.3.4** Para los elementos sometidos a flexión Clase U y Clase T, se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección no fisurada.
- 18.3.5** Las deflexiones de los elementos preesforzados sometidos a flexión deben ser calculadas de acuerdo con 9.6.4.
- 18.4 REQUISITOS DE SERVICIO - ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN**
- 18.4.1** Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del preesforzado (antes de las pérdidas de preesfuerzo que dependen del tiempo) no deben exceder los valores siguientes:
- (a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión..... $0,60 f'ci$
 - (b) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción, salvo lo permitido en (c)..... $0,25 \sqrt{f'ci}$
 - (c) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados $0,50 \sqrt{f'ci}$
- donde los esfuerzos de tracción calculados, f_t , excedan los límites señalados en (b) o (c), deberá colocarse refuerzo adicional adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada. El refuerzo adicional se determinará sobre la base de un esfuerzo admisible de $0,6 f_y$, sin exceder de 210 MPa.
- 18.4.2** Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de haber ocurrido todas las pérdidas de preesforzado), no deben exceder los valores siguientes:
- (a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a las cargas sostenidas en el tiempo..... $0,45 f'c$
 - (b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al preesforzado y al total de las cargas $0,60 f'c$
- 18.4.3** Se pueden exceder los esfuerzos admisibles del concreto indicados en 18.4.1 y 18.4.2 si se demuestra mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento del elemento bajo condiciones de servicio.
- 18.4.4.1** Para estructuras sometidas a fatiga o expuestas a medios corrosivos, se deberán adoptar precauciones especiales. Para condiciones de ambiente corrosivo, definido como un ambiente en que existe ataque químico (agua marina, ambiente industrial corrosivo, gases de alcantarillas, aguas servidas, etc.), se debe usar un recubrimiento mayor que el indicado en 7.7.2 y se deben reducir los esfuerzos de tracción en el concreto para controlar la fisuración bajo cargas de servicio.
- 18.5 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE PREEFORZADO**
- 18.5.1** Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:
- (a) Debido a la fuerza del gato de preesforzado..... $0,94 f_{py}$ pero no mayor que el mínimo entre $0,80 f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.
 - (b) Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo $0,82 f_{py}$ pero no mayor que $0,74 f_{pu}$
 - (c) Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia $0,70 f_{pu}$

18.6 PÉRDIDAS DE PREESFUERZO

18.6.1 Para determinar el esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado, f_{se} , deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de preesforzado.

- (a) Asentamiento del anclaje durante la transferencia.
- (b) Acortamiento elástico del concreto.
- (c) Flujo plástico del concreto.
- (d) Retracción del concreto.
- (e) Relajación del esfuerzo en el acero de preesforzado.
- (f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

18.6.2 Pérdidas por fricción en los tendones de postensado

18.6.2.1 P_{px} , que es la fuerza en los tendones de postensado a una distancia l_{px} , del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse mediante:

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K l_{px} + \mu p \alpha_{px})} \quad (18-1)$$

Cuando $(K l_{px} + \mu p \alpha_{px})$ no es mayor que 0,3; P_{px} puede calcularse mediante:

$$P_{px} = P_{pj} (1 + K l_{px} + \mu p \alpha_{px})^{-1} \quad (18-2)$$

l_{px} debe estar expresado en metros.

18.6.2.2 Las pérdidas por fricción deben basarse en coeficientes de fricción por curvatura μp y por desviación accidental K determinados experimentalmente y deben ser verificados durante las operaciones de tensado del tendón. En la Tabla 18.1 se muestran rangos de valores comunes para estos coeficientes.

TABLA 18.1
RANGOS DE VALORES DE LOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN EN TENDONES POSTENSADOSE EN LAS ECUACIONES (18-1) Y (18-2)

			Coefficiente por desviación accidental, K	Coefficiente de curvatura, μp
Tendones inyectados en ducto metálico		Tendones de alambre	0,0033–0,0049	0,15 - 0,25
		Barras de alta resistencia	0,0003–0,0020	0,08 - 0,30
		Torones de 7 alambres	0,0016–0,0066	0,15 - 0,25
Tendones no adheridos	con mástique	Tendones de alambre y torones de 7 alambres	0,0033–0,0066	0,05 - 0,15
	pre engrasados	Tendones de alambre y torones de 7 alambres	0,0010–0,0066	0,05 - 0,15

Los coeficientes incluidos en la Tabla 18.1 dan el rango de valores que normalmente puede esperarse. Debido a la gran variedad de ductos de acero de preesforzado y recubrimientos disponibles, estos valores sólo pueden servir como guía. Los valores de los coeficientes que se deben utilizar para aceros de preesforzado y ductos de tipo especial deben obtenerse de los fabricantes de tendones y ser verificados experimentalmente.

18.6.2.3 En los planos de diseño se deben colocar los valores de K y μp empleados en el diseño.

18.6.3 Cuando exista pérdida de presfuerzo en un elemento debido a la conexión del mismo con otro elemento adyacente, dicha pérdida de presfuerzo debe tenerse en cuenta en el diseño.

18.7 RESISTENCIA A FLEXIÓN

18.7.1 La resistencia de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia de esta Norma. Para el acero de presfuerzo, f_{ps} debe sustituir a f_y en los cálculos de resistencia.

18.7.2 Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} basada en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados de f_{ps} , siempre que f_{se} no sea menor que $0,5 f_{pu}$

(a) Para elementos con tendones adheridos.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (18-3)$$

donde $\rho_p = A_{ps}/bd$; $\omega = \rho f_y/f'_c$; $\omega' = \rho' f_y/f'_c$ y γ_p es 0,55 para f_{py}/f_{pu} entre 0,80 y 0,85; 0,40 para f_{py}/f_{pu} entre 0,85 y 0,90 y 0,28 para f_{py}/f_{pu} mayor que 0,90.

Cuando se tiene en cuenta cualquier refuerzo de compresión al calcular f_{ps} mediante la ecuación (18-3), el término:

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right]$$

no debe tomarse menor de 0,17 y d' no debe ser mayor de 0,15 dp .

(b) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz a peralte de 35 ó menos:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \quad (18-4)$$

pero f_{ps} en la ecuación (18-4) no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{se} + 420)$.

(c) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz a peralte mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300 \rho_p} \quad (18-5)$$

pero f_{ps} en la ecuación (18-5) no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{se} + 210)$.

18.7.3 Se puede considerar que el refuerzo no presfuerzo que cumple con 3.5.3, en caso de utilizarse simultáneamente con acero de presfuerzo, contribuye a la fuerza de tracción y se permite incluirlo en los cálculos de resistencia a la flexión con un esfuerzo igual a f_y . Se permite incluir otros refuerzos no presfuerzos en los cálculos de resistencia únicamente si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

18.8 LÍMITES DEL REFUERZO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

18.8.1 La cuantía de armadura pretensada y no pretensada empleada para calcular la resistencia a flexión de una sección, excepto por lo dispuesto en 18.8.2, debe ser tal que:

ω_p , $[\omega_p + (d/dp) (\omega - \omega')]$ ó $[\omega_{pw} + (d/dp) (\omega_w - \omega'_w)]$ no sea mayor de $0,36 \beta_1$.

La cuantía ω_p se calcula como $\rho_p f_{ps}/f'_c$. Las cuantías ω_w y ω_{pw} se utilizan en secciones T y se calculan como ω y ω_p , respectivamente, excepto que cuando se calculan ρ y ρ_p , debe usarse el ancho del alma b_w y el área de refuerzo o acero de presforzado requerida para desarrollar la resistencia a la compresión del alma sola debe usarse en lugar de A_s o A_{ps} . La cuantía ω'_w se calcula como ω' , excepto que al calcular ρ' , debe usarse el ancho del alma b_w en lugar de b .

18.8.2 Cuando la cuantía de acero sea tal que se exceda lo indicado en 18.8.1, la resistencia de diseño en flexión no debe exceder de la resistencia a flexión que se obtiene a partir del momento de las fuerzas de compresión.

18.8.3 La cantidad total de refuerzo preesforzado y no preesforzado, debe ser la necesaria para desarrollar una carga amplificada de por lo menos 1,2 veces la carga de fisuración, calculada en base al módulo de rotura f_r indicado en 9.6.2.3. Se permite omitir esta disposición para los casos siguientes:

- (a) Losas en dos direcciones con postensado no adherido.
- (b) Elementos a flexión con una resistencia a cortante y a flexión al menos del doble de la requerida en 9.2.

18.8.4 Parte o todo el refuerzo adherido consistente en barras o tendones debe colocarse lo más cerca posible de la cara en tracción en los elementos preesforzados sometidos a flexión. En elementos preesforzados con tendones no adheridos, el refuerzo mínimo adherido consistente en barras o tendones debe cumplir con los requisitos de 18.9.

18.9 REFUERZO MÍNIMO ADHERIDO

18.9.1 En todos los elementos sometidos a flexión con tendones no adheridos, debe proporcionarse un área mínima de refuerzo adherido, tal como se requiere en 18.9.2 y 18.9.3.

18.9.2 Con excepción de lo dispuesto en 18.9.3, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante

$$A_s = 0,004 A_{ct} \quad (18-6)$$

donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal entre el borde en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.

18.9.2.1 El refuerzo adherido requerido por la ecuación (18-6) debe estar distribuido de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida y tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.9.2.2 El refuerzo adherido se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzos bajo carga de servicio.

18.9.3 En sistemas de losas planas en dos direcciones, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deben cumplir con lo requerido en 18.9.3.1, 18.9.3.2 y 18.9.3.3.

18.9.3.1 No se requiere refuerzo adherido en las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción en la fibra extrema en tracción de la zona de tracción precomprimida al nivel de cargas de servicio, f_t (después de considerar todas la pérdidas de preesforzado), no excede $0,17\sqrt{f'_c}$.

18.9.3.2 En las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0,17\sqrt{f'_c}$, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante:

$$A_s = \frac{N_c}{0,5 f_y} \quad (18-7)$$

donde el valor de f_y usado en el ecuación (18-7) no debe exceder de 420 MPa. El refuerzo adherido debe distribuirse de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

- 18.9.3.3** En las zonas de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima del refuerzo adherido, A_s , en la parte superior de la losa en cada dirección, debe calcularse mediante:

$$A_s = 0,00075 A_{cf} \quad (18-8)$$

donde A_{cf} es la mayor área de la sección transversal bruta de las franjas viga - losa en los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en la columna en una losa en dos direcciones.

El refuerzo adherido requerido por la ecuación (18-8) debe distribuirse entre líneas que están $1,5h$ fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Deben colocarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no debe exceder de 300 mm.

- 18.9.4** La longitud mínima del refuerzo adherido requerido en 18.9.2 y 18.9.3 debe ser la indicada en 18.9.4.1, 18.9.4.2 y 18.9.4.3.

- 18.9.4.1** En zonas de momento positivo, la longitud del refuerzo adherido debe ser como mínimo un tercio de la luz libre, $\ell_n / 3$, y estar centrada en la zona de momento positivo.

- 18.9.4.2** En zonas de momento negativo, el refuerzo adherido debe prolongarse como mínimo un sexto de la luz libre, $\ell_n / 6$, a cada lado del apoyo.

- 18.9.4.3** Cuando se dispone refuerzo adherido para contribuir a la resistencia de diseño, ϕM_n , de acuerdo con 18.7.3 o para las condiciones de esfuerzo de tracción de acuerdo con 18.9.3.2, la longitud mínima deberá cumplir también con las disposiciones del Capítulo 12.

18.10 ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

- 18.10.1** Los pórticos y elementos continuos de concreto preesforzado deben diseñarse para un comportamiento satisfactorio en condiciones de cargas de servicio y para ofrecer una resistencia adecuada.

- 18.10.2** El comportamiento en condiciones de carga de servicio debe determinarse mediante un análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortantes y fuerzas axiales producidas por el preesforzado, flujo plástico, retracción, variaciones de temperatura, deformación axial, restricción de los elementos estructurales adyacentes y asentamientos de la cimentación.

- 18.10.3** Los momentos flectores que se utilizan para calcular la resistencia requerida, deben ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el preesforzado (con un factor de amplificación de 1,0) y los momentos debidos a las cargas de diseño amplificadas. Se permite ajustar la suma de estos momentos tal como lo indica 18.10.4.

18.10.4 Redistribución de momentos en elementos preesforzados continuos sometidos a flexión

- 18.10.4.1** Cuando se provee refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con 18.9, se permite reducir los momentos negativos o positivos, calculados por medio de la teoría elástica para cualquier distribución de carga supuesta, de acuerdo a lo indicado en 8.4.

- 18.10.4.2** Los momentos reducidos deberán usarse para la determinación de todas las otras fuerzas de sección a lo largo de todo el vano. El equilibrio estático debe mantenerse luego de la redistribución, para cada distribución de carga supuesta.

18.11 ELEMENTOS A COMPRESIÓN – CARGA AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS

- 18.11.1** Los elementos de concreto preesforzado sometidos a carga axial y flexión combinadas, con o sin refuerzo no preesforzado, deben diseñarse de acuerdo con los métodos de diseño por

resistencia de esta Norma para elementos no preesforzados. Deben incluirse los efectos de preesforzado, retracción, flujo plástico y cambios de temperatura.

18.11.2 Límites del refuerzo en elementos preesforzados sometidos a compresión

18.11.2.1 Los elementos con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto debido solamente a la fuerza de preesforzado, f_{pc} , menor de 1,6 MPa deben contar con un refuerzo mínimo de acuerdo con 7.10, 10.9.1 y 10.9.2 para columnas, o con 14.3 cuando se trata de muros.

18.11.2.2 Excepto en el caso de muros, los elementos con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido únicamente a la fuerza efectiva de preesforzado, igual o superior a 1,6 MPa deben tener todos los tendones rodeados por espirales o estribos laterales, de acuerdo con (a) a (d):

- (a) Las espirales deben cumplir con lo indicado en 7.10.4.
- (b) Los estribos laterales deben ser por lo menos de 3/8" o formarse con refuerzo electrosoldado de alambre de área equivalente y tener un espaciamiento vertical que no exceda de 48 veces el diámetro de la barra o del alambre ni la menor dimensión del elemento a compresión.
- (c) Los estribos deben localizarse verticalmente, por encima del borde superior de la zapata o de la losa de cualquier piso, a una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento requerido y deben distribuirse hasta una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento por debajo del refuerzo horizontal inferior de los elementos apoyados en la parte superior.
- (d) Cuando existan vigas o ménsulas que enmarquen por todos los lados a la columna, se permite terminar los estribos a no más de 75 mm por debajo del refuerzo inferior de dichas vigas o ménsulas.

18.11.2.3 Para muros con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido únicamente a la fuerza efectiva de preesforzado, igual o mayor que 1,6 MPa, los requisitos mínimos de refuerzo de 14.3 pueden obviarse cuando el análisis estructural demuestre que se tienen resistencia y estabilidad adecuadas.

18.12 SISTEMAS DE LOSAS

18.12.1 Los momentos y cortantes amplificados en sistemas de losas preesforzadas, reforzadas a flexión en más de una dirección, podrán determinarse mediante el Método del Pórtico Equivalente o mediante procedimientos de diseño más elaborados.

18.12.2 La resistencia a flexión de diseño, ϕMn , en losas preesforzadas exigida por 9.3 para cada sección debe ser mayor o igual a M_u teniendo en cuenta 9.2, 18.10.3 y 18.10.4. La resistencia a cortante de diseño, ϕV_n , de losas preesforzadas exigida por 9.3 en la zona aledaña a las columnas debe ser mayor o igual a V_u , teniendo en cuenta 9.2, 11.1, 11.12.2 y 11.12.6.2.

18.12.3 En condiciones de carga de servicio, todas las limitaciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones, deben cumplirse considerando adecuadamente los factores señalados en 18.10.2.

18.12.4 Para cargas uniformemente distribuidas, el espaciamiento de los tendones o grupos de tendones en una dirección no debe exceder el menor de 8 veces el espesor de la losa ni 1,5 m. El espaciamiento de los tendones debe proveer un presfuerzo promedio mínimo efectivo de 0,9 MPa sobre la sección de losa tributaria al tendón o grupo de tendones. Debe proporcionarse un mínimo de dos tendones en cada dirección a través de la sección crítica de cortante sobre las columnas. En losas con cargas concentradas debe considerarse especialmente el espaciamiento de los tendones.

18.12.5 En losas con tendones no adheridos debe proporcionarse refuerzo adherido de acuerdo con 18.9.3 y 18.9.4.

18.13 ZONA DE ANCLAJE DE TENDONES POSTENSADOS

18.13.1 Zona de anclaje

Se debe considerar que la zona de anclaje se compone de dos sectores:

La zona general es la zona de anclaje tal como se define en 2.2 e incluye la zona local. La zona local consiste en un prisma rectangular (o rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) que circunda al dispositivo de anclaje y al refuerzo de confinamiento.

18.13.2 Zona local

18.13.2.1 El diseño de las zonas locales debe basarse en la fuerza amplificada de preesforzado, P_{pu} , y en los requisitos de 9.2.11 y 9.3.2.5.

18.13.2.2 Debe proporcionarse refuerzo a la zona local en donde se requiera para un funcionamiento adecuado del dispositivo de anclaje.

18.13.2.3 Los requisitos para la zona local de 18.13.2.2 se satisfacen con lo indicado en 18.14.1 ó 18.15.1 y 18.15.2.

18.13.3 Zona general

18.13.3.1 El diseño de las zonas generales debe basarse en la fuerza amplificada de preesforzado, P_{pu} , y en los requisitos de 9.2.11 y 9.3.2.5.

18.13.3.2 Se debe proporcionar refuerzo en la zona general donde se requiera para resistir las fuerzas longitudinales de tracción en el borde inducidas por los dispositivos de anclaje. Deben considerarse los efectos de cambios abruptos en la sección.

18.13.3.3 Los requisitos para la zona general establecidos en 18.13.3.2 se consideran satisfechos si se cumple con 18.13.4, 18.13.5, 18.13.6 y cada vez que sea aplicable con lo indicado en 18.14.2, 18.14.3, ó 18.15.3.

18.13.4 Resistencia nominal de los materiales

18.13.4.1 El esfuerzo nominal a tracción del refuerzo adherido esta limitada a f_y para el refuerzo no preesforzado y a f_{py} para el refuerzo preesforzado. El esfuerzo nominal de tracción del refuerzo no adherido preesforzado para resistir las fuerzas de tracción en las zonas de anclaje debe estar limitado a $f_{ps} = f_{se} + 70$ en MPa.

18.13.4.2 Salvo el caso de concreto confinado dentro de espirales o estribos cerrados que proporcionen confinamiento equivalente al indicado por la ecuación (10-5), la resistencia nominal a compresión del concreto en la zona general debe limitarse a $0,7\lambda f'_{ci}$.

18.13.4.3 La resistencia a compresión del concreto en el momento de postensar, f'_{ci} , debe especificarse en los planos de diseño. A menos que se usen dispositivos de anclaje sobredimensionados para compensar la menor resistencia a compresión o que el acero esté esforzado a no más del 50% de la fuerza final del preesforzado, el acero de preesforzado no debe tensarse sino hasta que la resistencia a la compresión del concreto medida en ensayos consistentes con el curado del elemento, sea al menos 28 MPa para torones de varios alambres o de a lo menos 17 MPa para los tendones de un cable o para barras.

18.13.5 Métodos de diseño

18.13.5.1 Para el diseño de zonas generales se permiten utilizar los métodos indicados a continuación, siempre que los procedimientos den como resultado predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos.

- (a) Modelos de plasticidad basados en equilibrio (modelos "puntal - tensor").
- (b) Análisis lineal de esfuerzos (incluyendo análisis por elementos finitos o equivalente).
- (c) Ecuaciones simplificadas, cuando sean aplicables.

18.13.5.2 No deben utilizarse las ecuaciones simplificadas en los casos en que la sección transversal del elemento no sea rectangular, en donde las discontinuidades en o cerca de la zona general causen desviaciones en la trayectoria de las fuerzas, en donde la distancia mínima

al borde sea menor que 1,5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección o en donde se usen dispositivos múltiples de anclaje que no queden dispuestos como un solo grupo compacto.

- 18.13.5.3** La secuencia de tensados debe especificarse en los planos y considerarse en el diseño.
- 18.13.5.4** Deben considerarse los efectos tridimensionales en el diseño. Los análisis se deben realizar usando procedimientos tridimensionales o considerando la suma de los efectos en dos planos ortogonales.
- 18.13.5.5** Para los dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, debe proporcionarse refuerzo adherido para transferir, al menos, $0,35 P_{pu}$ a la sección de concreto que queda detrás del anclaje. Tal refuerzo debe colocarse simétricamente alrededor de los dispositivos de anclaje y debe estar completamente anclado tanto por detrás como por delante de los dispositivos de anclaje.
- 18.13.5.6** Cuando los tendones son curvados en la zona general, excepto para tendones de un cable en losas o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar refuerzo adherido con el objeto de resistir las fuerzas radiales y de hendimiento.
- 18.13.5.7** Excepto para tendones de un cable o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar un refuerzo mínimo en direcciones ortogonales paralelas a la superficie posterior de todas las zonas de anclaje, con una resistencia nominal a la tracción igual al 2% de cada fuerza de preesforzado amplificada, con el objeto de evitar el descascaramiento.
- 18.13.5.8** No se debe considerar la resistencia a la tracción del concreto al calcular el refuerzo requerido.
- 18.13.6** **Requisitos de detallado**
La elección de los tamaños de refuerzo, espaciamientos, recubrimiento y otros detalles para las zonas de anclaje, debe contemplar las tolerancias en el doblado, fabricación e instalación del refuerzo, el tamaño del agregado y la correcta colocación y consolidación del concreto.
- 18.14** **DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE UN ALAMBRE O BARRAS DE HASTA 16 mm DE DIÁMETRO**
- 18.14.1** **Diseño de la zona local**
Los dispositivos de anclaje de un solo cable o barra de 16 mm o menos de diámetro y el refuerzo de una zona local deben cumplir con lo indicado en la publicación ACI 423.6 "Specification for Unbonded Single-Strand Tendons" o con los requisitos para dispositivos especiales de anclaje señalados en 18.15.2.
- 18.14.2** **Diseño de la zona general para tendones en losas**
- 18.14.2.1** Para los dispositivos de anclaje para cables de 13 mm de diámetro o menores en losas de concreto de peso normal, se debe proporcionar refuerzo mínimo que cumpla con los requisitos de 18.14.2.2 y 18.14.2.3, a menos que un análisis detallado que cumpla con lo indicado en 18.13.5 demuestre que tal refuerzo no es necesario.
- 18.14.2.2** Se deben disponer dos barras horizontales de diámetro no menor a $1/2"$, paralelas al borde de la losa. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara frontal del dispositivo de anclaje y deben estar dentro de una distancia $h/2$ delante de cada dispositivo. Dichas barras deben extenderse, por lo menos, 150 mm a cada lado de los bordes exteriores de cada dispositivo.
- 18.14.2.3** Si el espaciamiento, medido centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben proporcionar $n + 1$ barras en horquilla o estribos cerrados al menos de diámetro $3/8"$, donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado

del grupo. Las barras en horquilla o estribos deben colocarse con los extremos extendiéndose dentro de la losa, perpendicularmente al borde. La parte central de las barras en horquilla o estribos debe colocarse perpendicularmente al plano de la losa desde $3h/8$ hasta $h/2$ delante de los dispositivos de anclaje.

18.14.2.4 Para dispositivos de anclaje que no se ajusten a lo indicado en 18.14.2.1, el refuerzo mínimo debe basarse en un análisis detallado que cumpla con los requisitos de 18.13.5.

18.14.3 Diseño de la zona general para grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias

El diseño de la zona general para los grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias debe cumplir con los requisitos de 18.13.3 a 18.13.5.

18.15 DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE VARIOS ALAMBRES

18.15.1 Diseño de la zona local

Los dispositivos básicos de anclaje para varios cables y el refuerzo de la zona local deben cumplir con los requisitos establecidos por AASHTO en "Standard Specification for Highway Bridges", división I, artículos 9.21.7.2.2 a 9.21.7.2.4.

Los dispositivos especiales de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos en AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges", división I, artículo 9.21.7.3 y descrito en AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges", división II, artículo 10.3.2.3.

18.15.2 Uso de dispositivos especiales de anclaje

Cuando se vayan a usar dispositivos especiales de anclaje, se debe proporcionar refuerzo de superficie suplementario en las regiones correspondientes a las zonas de anclaje, además del refuerzo de confinamiento especificada para el dispositivo de anclaje. Este refuerzo suplementario debe ser igual en configuración y por lo menos equivalente en cuantía volumétrica al refuerzo de superficie suplementario usado en los ensayos para calificar la aceptación del dispositivo de anclaje.

18.15.3 Diseño de la zona general

El diseño de la zona general para los cables de varios alambres debe cumplir con los requisitos establecidos en 18.13.3 a 18.13.5.

18.16 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE TENDONES DE PREESFORZADO NO ADHERIDOS

18.16.1 Los tendones de preesforzado no adheridos deben estar encapsulados en ductos de postensado. Los cables de preesforzado deben quedar completamente recubiertos y los ductos deben llenarse con un material adecuado que asegure la protección contra la corrosión.

18.16.2 Los ductos de postensado deben ser impermeables y continuos en toda la longitud no adherida.

18.16.3 Para aplicaciones en ambientes corrosivos, los ductos de postensado deben estar conectados a todos los anclajes, ya sean de tensado, intermedios o fijos, de manera impermeable.

18.16.4 Los tendones no adheridos de un solo cable deben protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en la publicación del ACI 423.6 "Specification for Unbonded Single-Strand Tendons".

18.17 DUCTOS PARA POSTENSADO

18.17.1 Los ductos para cables que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables y no reactivos con el concreto, acero de preesforzado, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión.

- 18.17.2** Los ductos inyectados para un solo alambre, un torón o una barra deben tener un diámetro interior al menos 6 mm mayor que el diámetro del acero de preesforzado.
- 18.17.3** Los ductos inyectados para alambres, torones o barras agrupados deben tener un área transversal interior al menos igual a dos veces el área transversal del acero de preesforzado.
- 18.17.4** Los ductos deben mantenerse libres de agua empozada si los elementos que van a inyectarse con mortero de inyección pudieran estar expuestos a temperaturas bajo el punto de congelamiento antes de la inyección del mortero.
- 18.18 MORTERO DE INYECCIÓN PARA TENDONES ADHERIDOS**
- 18.18.1** El mortero de inyección debe consistir en una mezcla de cemento Portland y agua o de cemento Portland, arena y agua.
- 18.18.2** Los materiales para el mortero de inyección deben cumplir con lo especificado en 18.18.2.1 a 18.18.2.4.
- 18.18.2.1** El cemento Portland debe cumplir con los requisitos de 3.2.
- 18.18.2.2** El agua debe cumplir con los requisitos de 3.4.
- 18.18.2.3** Si se usa arena, esta debe cumplir con los requisitos de ASTM C 144 "*Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar*", excepto que se permite modificar la granulometría conforme sea necesario para lograr una trabajabilidad satisfactoria.
- 18.18.2.4** Se permite el uso de aditivos que cumplan con lo establecido en 3.6 siempre que se sepa que no producen efectos perjudiciales en el mortero de inyección, acero o concreto. No debe emplearse cloruro de calcio.
- 18.18.3 Dosificación del mortero de inyección**
- 18.18.3.1** La dosificación del mortero de inyección debe basarse en una de las siguientes condiciones:
- (a) Resultados de ensayos de mortero de inyección fresco y endurecido, efectuados antes de iniciar las operaciones de inyección.
 - (b) Experiencia documentada previa con materiales y equipo similares y bajo condiciones de obra comparables.
- 18.18.3.2** El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquél en el cual se basó la selección de la dosificación del mortero de inyección.
- 18.18.3.3** El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado del mortero de inyección. La relación agua cemento no debe exceder de 0,45 en peso.
- 18.18.3.4** No debe añadirse agua con el objeto de aumentar la fluidez cuando esta haya disminuido por demora en el uso del mortero de inyección.
- 18.18.4 Mezclado y bombeo del mortero de inyección**
- 18.18.4.1** El mortero de inyección debe mezclarse en un equipo capaz de efectuar un mezclado y agitación mecánica continua que produzca una distribución uniforme de los materiales. El mortero debe tamizarse y bombearse de tal manera que se llenen por completo los ductos.
- 18.18.4.2** La temperatura de los elementos en el momento de inyección del mortero debe estar por encima de 2°C y debe mantenerse por encima de esta temperatura hasta que los cubos de 50 mm fabricados con el mismo mortero de inyección y curados en la obra logren una resistencia mínima a la compresión de 5,5 MPa.
- 18.18.4.3** La temperatura del mortero de inyección no debe ser superior a 32 °C durante el mezclado y el bombeo.

18.19 PROTECCIÓN DEL ACERO DE PREENFORZADO

Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de tendones de preesforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preesforzado no quede expuesto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctricas.

18.20 APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE PREENFORZADO

18.20.1 La fuerza de preesforzado debe determinarse por medio de los dos métodos siguientes:

- (a) Medición de la elongación del acero. La elongación requerida debe determinarse a partir de las curvas promedio carga – elongación para el acero de preesforzado usado.
- (b) Medición de la fuerza del gato en un manómetro calibrado o celda de carga o por medio del uso de un dinamómetro calibrado.

Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en las mediciones de la fuerza que se obtengan al aplicar los métodos (a) y (b) que exceda del 5% en los elementos pretensados o de un 7% para las construcciones postensadas.

18.20.2 Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado se efectúe cortando el acero de preesforzado con soplete, los puntos de corte y la secuencia de cortado deben establecerse previamente con el objeto de evitar esfuerzos temporales no deseados.

18.20.3 Los tramos largos de cables pretensados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir al mínimo los impactos en el concreto.

18.20.4 La pérdida total de presfuerzo debida al acero de preesforzado roto que no es reemplazado no debe exceder del 2% del presfuerzo total.

18.21 ANCLAJES Y CONECTORES PARA POSTENSADO

18.21.1 Los anclajes y conectores para tendones adheridos y no adheridos deben desarrollar al menos el 95% de la resistencia a la rotura especificada para el acero de preesforzado, cuando se prueben bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan la deformación prevista. Para los tendones adheridos, los anclajes y conectores deben ser colocados de manera que la resistencia a la rotura especificada para el acero de preesforzado se desarrolle al 100% en las secciones críticas, después que el acero de preesforzado esté adherido al elemento.

18.21.2 Los conectores deben colocarse en las zonas aprobadas por el ingeniero y ser alojados en cajas que tengan dimensiones suficientes para permitir los movimientos necesarios.

18.21.3 En el caso de elementos no adheridos sometidos a cargas repetitivas, debe prestarse atención especial a la posibilidad de fatiga en los anclajes y conectores.

18.21.4 Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

18.22 POSTENSADO EXTERNO

18.22.1 Se permite que los tendones de postensado sean externos a cualquier sección de un elemento. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los tendones externos en la estructura de concreto, se deben usar los métodos de diseño por resistencia y condiciones de servicio indicados en esta Norma.

18.22.2 Al calcular la resistencia a flexión, se deben considerar los tendones externos como tendones no adheridos, a menos que se tomen las precauciones para adherir efectivamente los tendones externos a la sección de concreto en toda su longitud.

18.22.3 Los tendones externos deben acoplarse al elemento de concreto de manera tal que se mantenga la excentricidad deseada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.

18.22.4 Los tendones externos y las regiones de anclaje deben estar protegidos contra la corrosión y los detalles del sistema de protección deben estar indicados en los planos o en las especificaciones del proyecto.

CAPÍTULO 19 CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS

19.1 ALCANCE Y DEFINICIONES

- 19.1.1** Las disposiciones de este Capítulo se deben aplicar a cáscaras delgadas y láminas plegadas de concreto, incluyendo las nervaduras y elementos de borde.
- 19.1.2** Todas las disposiciones de esta Norma, que no estén excluidas específicamente y que no estén en conflicto con las disposiciones de este Capítulo, deben aplicarse a las cáscaras delgadas.
- 19.1.3** **Cáscaras delgadas.-** Son estructuras espaciales, formadas por una o más losas curvas o láminas plegadas, cuyos espesores son pequeños comparados con sus otras dimensiones. Las cáscaras delgadas se caracterizan por su manera espacial de soportar las cargas, la que es determinada por su forma geométrica, la manera en que están apoyadas y el tipo de carga aplicada.
- 19.1.4** **Láminas plegadas.-** Son un tipo especial de cáscaras formadas por la unión, a lo largo de sus bordes, de losas delgadas planas, de manera de crear una estructura espacial.
- 19.1.5** **Cáscaras nervadas.-** Son estructuras espaciales con el material colocado principalmente a lo largo de líneas nervadas, con el área entre los nervios abierta o cubierta con una losa delgada.
- 19.1.6** **Elementos auxiliares.-** Son las vigas de borde o nervios que sirven para rigidizar, hacer más resistente o servir de apoyo a la cáscara. Por lo general los elementos auxiliares actúan en conjunto con la cáscara.
- 19.1.7** **Análisis elástico.-** Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, asumiendo un comportamiento elástico. El análisis deberá representar, con una aproximación adecuada, el comportamiento tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.
- 19.1.8** **Análisis inelástico.-** Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio, la compatibilidad de deformaciones, las relaciones no lineales de esfuerzo-deformación para el concreto y el acero, considerando la fisuración y las acciones dependientes del tiempo. El análisis deberá representar, con una aproximación adecuada, el comportamiento tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.
- 19.1.9** **Análisis experimental.-** Es un procedimiento de análisis basado en la medición de los desplazamientos o deformaciones unitarias de la estructura o su modelo. El análisis experimental puede basarse en un comportamiento elástico o inelástico.

19.2 ANÁLISIS Y DISEÑO

- 19.2.1** El comportamiento elástico será un fundamento aceptado para determinar las fuerzas internas y los desplazamientos de las cáscaras. Este tipo de comportamiento puede establecerse por cálculos basados en un análisis de la estructura de concreto no fisurada, en la que se asume que el material es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico. El módulo de Poisson del concreto puede asumirse igual a cero.
- 19.2.2** El análisis inelástico podrá usarse cuando se demuestre que proporciona una base segura para el diseño de la cáscara y sus elementos auxiliares.
- 19.2.3** Se deberán realizar verificaciones del equilibrio de las fuerzas internas y las cargas externas para asegurar la consistencia de los resultados.
- 19.2.4** Los procedimientos de análisis numérico o experimental podrán utilizarse cuando se demuestre que estos proporcionan una base segura para el diseño.
- 19.2.5** Los métodos aproximados de análisis podrán usarse cuando se demuestre que proporcionan una base segura para el diseño.

- 19.2.6** En cáscaras preesforzadas, el análisis deberá considerar el comportamiento bajo las cargas inducidas por el preesforzado, tanto al nivel de cargas de fisuración como de cargas amplificadas. Cuando los tendones de preesfuerzo se curven dentro de una cáscara, el diseño tendrá en cuenta las componentes de las fuerzas sobre la cáscara ocasionadas por la curvatura del tendón resultante.
- 19.2.7** El espesor de la cáscara y su refuerzo serán definidos para satisfacer la resistencia y las condiciones de servicio requeridas.
- 19.2.8** El diseño de las cáscaras deberá considerar y evitar la posibilidad de una falla por inestabilidad general o local.
- 19.2.9** Los elementos auxiliares se diseñarán aplicando las disposiciones pertinentes de esta Norma. Se puede suponer que una porción de la cáscara igual al ancho del ala especificado en 8.10 actúa conjuntamente con el elemento auxiliar. En esas partes de la cáscara, el refuerzo perpendicular al elemento auxiliar será por lo menos igual al exigido en 8.10.5 para el ala de una viga T.
- 19.2.10** El diseño por resistencia, para los esfuerzos de membrana y de flexión de losas que forman parte de cáscaras, debe estar basado en la distribución de esfuerzos y deformaciones determinada a partir de un análisis elástico o inelástico.
- 19.2.11** En una región en la cual se ha previsto fisuración debido a los esfuerzos de membrana, la resistencia nominal a compresión en la dirección paralela a las fisuras debe tomarse como $0,4 f'c$.
- 19.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS MATERIALES**
- 19.3.1** La resistencia en compresión especificada del concreto $f'c$ a los 28 días no será menor que 21 MPa.
- 19.3.2** El esfuerzo de fluencia especificado del acero f_y no será mayor de 420 MPa.
- 19.4 REFUERZO DE LA CÁSCARA**
- 19.4.1** El refuerzo de la cáscara se colocará para resistir los esfuerzos de tracción producidos por las fuerzas membranales, para resistir los momentos de flexión y de torsión, para controlar la fisuración producida por la contracción de fragua y cambios de temperatura y como refuerzo especial en los bordes, aberturas y puntos de aplicación de las cargas a la cáscara.
- 19.4.2** El refuerzo por tracción debe disponerse en dos o más direcciones y debe proporcionarse de manera tal que su resistencia en cualquier dirección iguale o exceda a la componente de las fuerzas internas en esa dirección.
Alternativamente, el refuerzo para las fuerzas membranales en la losa puede calcularse como el refuerzo requerido para resistir las fuerzas de tracción axial más las fuerzas de tracción debidas al cortante por fricción necesario para transferir el cortante a través de cualquier sección transversal de la membrana. El coeficiente de fricción, μ , no debe exceder de 1,0 para concreto de peso normal, 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal, y 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes. Se permite la interpolación lineal cuando se usa reemplazo parcial de arena.
- 19.4.3** El área de refuerzo de la cáscara en cualquier sección, medida en dos direcciones perpendiculares, no será menor que el refuerzo exigido para las losas indicado en 9.7 por efectos de contracción de fragua y temperatura.
- 19.4.4** El refuerzo por cortante y momento flector alrededor de ejes en el plano de la losa, deben calcularse de acuerdo con los Capítulos 10, 11 y 13.

- 19.4.5** El área de refuerzo por tracción en la cáscara debe estar limitada de manera tal que el refuerzo fluya antes de que tenga lugar el aplastamiento del concreto en compresión o el pandeo de la cáscara.
- 19.4.6** En las zonas de grandes tracciones, el refuerzo de membrana debe colocarse, cuando resulte práctico, en las direcciones generales de los esfuerzos principales de tracción. Cuando esta medida no resulte práctica, se puede colocar el refuerzo de membrana en dos o más direcciones componentes.
- 19.4.7** Si la dirección del refuerzo varía en más de 10° respecto de la dirección de la fuerza membranal principal de tracción, deberá revisarse la cantidad de refuerzo en relación con la fisuración al nivel de cargas de servicio.
- 19.4.8** Cuando la magnitud de los esfuerzos membranales principales de tracción varíe significativamente sobre el área de la superficie de la cáscara, el área de refuerzo que resiste la tracción total podrá concentrarse en las zonas de máximo esfuerzo de tracción, cuando se demuestre que esto da una base segura para el diseño. Sin embargo, la cuantía de refuerzo en todas las zonas de tracción de la cáscara no será menor de 0,0035, calculado sobre la base del espesor total de la cáscara.
- 19.4.9** El refuerzo requerido para resistir momentos de flexión de la cáscara debe diseñarse considerando la acción simultánea de las fuerzas axiales de membrana en el mismo sitio. Cuando se requiere refuerzo sólo en una cara para resistir los momentos de flexión, se deben colocar cantidades iguales cerca de ambas superficies de la cáscara, aún cuando el análisis no indique reversión de los momentos de flexión en esa zona.
- 19.4.10** El refuerzo de la cáscara en cualquier dirección no debe espaciarse a más de 450 mm, ni más de cinco veces el espesor de la cáscara. Cuando el esfuerzo membranal principal de tracción sobre el área total de concreto, debido a cargas amplificadas, exceda de $0,33\phi\sqrt{f'c}$, el refuerzo no debe espaciarse a más de tres veces el espesor de la cáscara.
- 19.4.11** El refuerzo de la cáscara en la unión de esta con los elementos de apoyo o los elementos de borde se debe anclar o extender a través de dichos elementos de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12, excepto que la longitud de desarrollo mínima debe ser $1,2\ell_d$, pero no menor de 450 mm.
- 19.4.12** Las longitudes de empalme del refuerzo de la cáscara deben regirse por las disposiciones del Capítulo 12, excepto que la longitud mínima de empalme por traslape de barras en tracción debe ser 1,2 veces el valor requerido en el Capítulo 12, pero no menor de 450 mm. El número de empalmes en el refuerzo principal de tracción debe mantenerse en un mínimo práctico. Donde los empalmes sean necesarios, se deben escalonar a distancias libres no menores a ℓ_d , con no más de un tercio del refuerzo empalmado en cualquier sección.
- 19.5 CONSTRUCCIÓN**
- 19.5.1** Cuando el plazo de remoción del encofrado esté basado en la obtención de un módulo de elasticidad específico del concreto debido a consideraciones de estabilidad o deflexiones, el valor del módulo de elasticidad, E_c , se determinará a partir de ensayos de flexión en probetas de vigas curadas en condiciones de obra. El número de probetas ensayadas, las dimensiones de las probetas y el procedimiento de ensayo serán especificados por el Ingeniero Proyectista.
- 19.5.2** El Ingeniero Proyectista debe especificar las tolerancias para la forma de la cáscara. Cuando la construcción tenga desviaciones de la forma mayores que las tolerancias especificadas, se debe hacer un análisis del efecto de las desviaciones y se deben tomar las medidas correctivas necesarias para garantizar un comportamiento seguro.

CAPÍTULO 20 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

20.1 GENERALIDADES

20.1.1 Si existen dudas respecto de la seguridad de una estructura o de alguno de sus elementos o si se necesita información acerca de la capacidad de carga de una estructura en servicio para fijar sus límites de carga, se podrá efectuar una evaluación de la resistencia estructural ya sea por análisis, empleando pruebas de carga o por una combinación de ambos procedimientos.

20.1.2 Si los efectos de una deficiencia en la resistencia son bien comprendidos y es posible medir las propiedades de los materiales y dimensiones que se requieren para llevar a cabo un análisis, es suficiente una evaluación analítica de la resistencia basada en dichas mediciones. Los datos necesarios deben determinarse de acuerdo con 20.2.

20.1.3 En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia no sean bien comprendidos o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades del material a través de mediciones, se requiere una prueba de carga.

20.1.4 Si la duda respecto a la seguridad de una parte o de toda una estructura involucra al deterioro de la misma y si la respuesta observada durante la prueba de carga satisface los criterios de aceptación, se permite que la estructura o parte de ella se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado. En estos casos deben realizarse reevaluaciones periódicas.

20.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

20.2.1 Deben comprobarse en obra las dimensiones de los elementos estructurales.

20.2.2 La ubicación y tamaño de las barras de refuerzo, refuerzo electrosoldado de alambre o tendones deben determinarse a través de mediciones. Para la ubicación del refuerzo se pueden utilizar los planos disponibles siempre que se realicen verificaciones puntuales para confirmar la información de los planos.

20.2.3 Si se requiere, la resistencia del concreto debe basarse en resultados de ensayos confiables de probetas tomadas durante la construcción o de ensayos de núcleos extraídos en la parte de la estructura cuya resistencia está en duda. Las resistencias del concreto deben determinarse como se especifica en 5.6.5.

20.2.4 Si se requiere, la resistencia del refuerzo o del acero de preesforzado debe basarse en ensayos de tracción de muestras representativas del material de la estructura en cuestión.

20.2.5 Si las dimensiones y propiedades del material requeridas se determinan a través de mediciones o ensayos, y si los cálculos se pueden realizar de acuerdo con 20.1.2, se puede incrementar el valor del coeficiente de reducción de resistencia (ϕ) con respecto a los valores dados en 9.3, pero este no deberá ser mayor a:

- Flexión sin carga axial	1,00
- Tracción axial con o sin flexión	1,00
- Compresión axial con o sin flexión:	
Elementos con espiral que cumplan con 10.9.3	0,90
Otros elementos	0,85
- Cortante o torsión	0,90
- Aplastamiento del concreto	0,85

20.3 PROCEDIMIENTO PARA LA PRUEBA DE CARGA

20.3.1 Disposición de la carga

El número y disposición de tramos o paños cargados debe seleccionarse para maximizar las deflexiones y esfuerzos en las zonas críticas de los elementos estructurales cuya resistencia

esté en duda. Debe usarse más de un patrón de carga si un patrón único no produce simultáneamente valores máximos de los efectos (tal como deflexión, rotaciones o esfuerzos) necesarios para demostrar la idoneidad de la estructura.

20.3.2 Intensidad de la carga

La carga total de la prueba (incluyendo la carga muerta ya presente) no debe ser menor que $0,85 (1,4CM + 1,7CV)$. Se puede reducir la carga viva de acuerdo con las disposiciones de la NTE E.020 Cargas.

20.3.3 Una prueba de carga no debe realizarse hasta que la porción de la estructura que se someterá a la carga tenga al menos 56 días. Se pueden realizar las pruebas a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor, y todas las partes involucradas están de acuerdo.

20.4 APLICACIÓN DE LA CARGA PRUEBA

20.4.1 Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes (tales como deflexión, rotación, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de fisura) no más de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga. Las mediciones deben realizarse en ubicaciones donde se esperen las respuestas máximas. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

20.4.2 La carga de prueba debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

20.4.3 La carga repartida de prueba debe aplicarse de manera que se asegure su distribución uniforme a la estructura o parte de la estructura que está siendo ensayada. Debe evitarse el efecto de arco en la carga aplicada.

20.4.4 Deben realizarse las mediciones de las respuestas después de colocar cada incremento de carga y después de haber colocado el total de la carga sobre la estructura, por al menos 24 horas.

20.4.5 Debe removerse toda la carga de prueba inmediatamente después que se han realizado todas las mediciones de la respuesta definidas en 20.4.4.

20.4.6 Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta, 24 horas después que se ha removido la carga de prueba.

20.5 CRITERIO DE ACEPTACIÓN

20.5.1 La porción de la estructura ensayada no debe mostrar evidencias de falla. El descascaramiento y aplastamiento del concreto comprimido deben considerarse como indicadores de falla.

20.5.2 Las deflexiones máximas medidas deben satisfacer una de las siguientes condiciones:

$$\Delta l \leq \frac{\ell_i^2}{20000h} \quad (20-1)$$

$$\Delta r \leq \frac{\Delta l}{4} \quad (20-2)$$

donde h es el peralte del elemento y ℓ_i la distancia a ejes de los apoyos o la luz libre entre apoyos más el peralte del elemento, la que sea menor. Para losas armadas en dos direcciones, ℓ_i será la luz mas corta. Para voladizos, ℓ_i deberá considerarse como el doble de la distancia del apoyo al extremo del voladizo.

Si la máxima deflexión medida, Δ_1 , y la deflexión residual, Δ_r , no satisfacen (20-1) ó (20-2), se puede repetir la prueba de carga.

La repetición de la prueba no debe realizarse antes de 72 horas desde la remoción de la carga correspondiente a la primera prueba. La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba debe considerarse aceptable si la recuperación de la deflexión Δ_r satisface la condición:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \quad (20-3)$$

donde Δ_2 es la deflexión máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba.

- 20.5.3** Los elementos estructurales ensayados no deben tener fisuras que indiquen la inminencia de una falla por cortante.
- 20.5.4** En las zonas de elementos estructurales que no cuenten con refuerzo transversal, la aparición de fisuras estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del elemento (medida en el punto medio de la fisura) debe ser evaluada.
- 20.5.5** En zonas de anclaje o empalmes por traslape del refuerzo, la aparición a lo largo de la línea de refuerzo de una serie de fisuras cortas inclinadas o de fisuras horizontales debe ser investigada.
- 20.6** **DISPOSICIONES PARA LA ACEPTACIÓN DE CARGAS DE SERVICIO MENORES**

Si la estructura no satisface las condiciones o criterios de 20.1.2, 20.5.2 ó 20.5.3, se puede utilizar la estructura para un nivel menor de cargas, con base en los resultados de la prueba de carga o del análisis, siempre que lo apruebe la autoridad responsable.
- 20.7** **SEGURIDAD**
 - 20.7.1** Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para las personas y para la estructura durante la prueba.
 - 20.7.2.1** Ninguna medida de seguridad debe interferir en los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

CAPITULO 21
DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO

21.1 DEFINICIONES

- **Diafragmas estructurales**
Elementos estructurales, tales como las losas de piso, que transmiten las fuerzas de inercia a los elementos del sistema de resistencia sísmica.
- **Estribo de confinamiento**
Un estribo cerrado de diámetro no menor de 8 mm. El confinamiento puede estar constituido por un estribo cerrado en el perímetro y varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos que abracen el refuerzo longitudinal y se proyecten hacia el interior de la sección del elemento. Las espirales continuas enrolladas alrededor del refuerzo longitudinal también cumplen función de confinamiento.

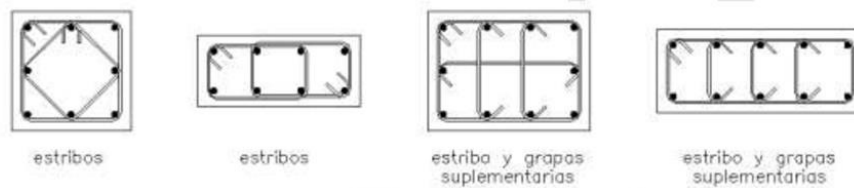


Fig. 21.1a Ejemplos de configuraciones de los estribos de confinamiento.

- **Elementos colectores**
Elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia en los diafragmas hacia los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales.
- **Elementos de borde**
Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde.

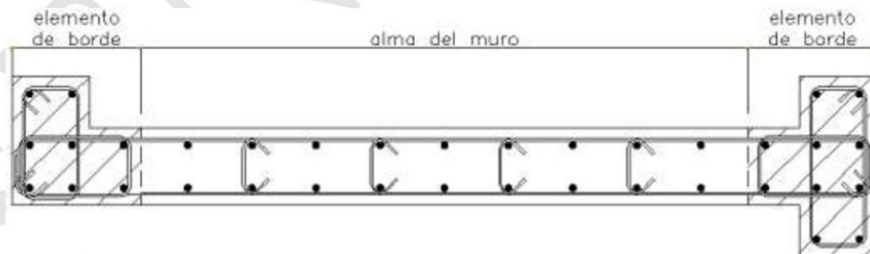


Fig. 21.1b Ejemplo de elementos de borde en muros

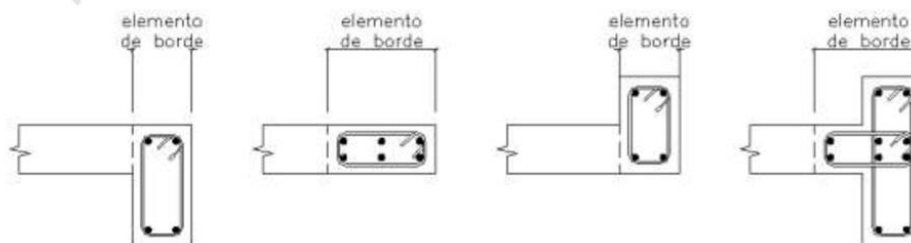


Fig. 21.1c Ejemplos de elementos de borde en diafragmas estructurales

- **Gancho sísmico**

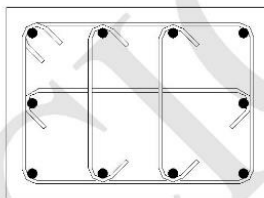
Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias. Consiste en un doblar de 135° o más. Los ganchos deben tener una extensión de 8 veces el diámetro de la barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.



Fig. 21.1d Ganchos sísmicos en estribos y grapas suplementarias

- **Grapa suplementaria**

Refuerzo transversal de diámetro mínimo 8 mm que tiene ganchos sísmicos en ambos extremos. Los ganchos deben abrazar a las barras longitudinales de la periferia de la sección.



Un estribo y tres grapas suplementarias

Fig. 21.1e Grapas suplementarias

- **Región de rótula plástica**

Región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura.

- **Muro estructural (Muro de corte o Placa)**

Elemento, generalmente vertical, diseñado para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos.

- **Sistema resistente a fuerzas laterales**

Conjunto de elementos estructurales que resisten las acciones ocasionadas por los sismos. De acuerdo a la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, se reconocen los siguientes sistemas estructurales en edificaciones de concreto armado:

- **Pórticos** ($R = 8$) - Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de esta Norma. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir la fracción de la acción sísmica total que les corresponda de acuerdo con su rigidez.
- **Dual** ($R = 7$) - Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis, según la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- **Muros Estructurales** ($R = 6$) - Sistema en el que la resistencia está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.

- **Muros de Ductilidad Limitada** ($R = 4$) - Edificación de baja altura con alta densidad de muros de concreto armado de ductilidad limitada. Estos edificios se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad en las dos direcciones está dada muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. En este sistema estructural los muros son de espesores reducidos, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera.

Para la aplicación del Capítulo 21 de esta Norma, los sistemas Duales se subdividen en:

- **Dual Tipo I:** cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea mayor o igual al 60% del cortante total y menor o igual al 80%.
- **Dual Tipo II:** cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea menor al 60% del cortante total.

21.2 ALCANCE

21.2.1 El Capítulo 21 contiene disposiciones para el diseño y la construcción de los elementos de concreto armado de las estructuras para las cuales se han determinado las fuerzas sísmicas de diseño, utilizando los coeficientes de reducción de fuerza sísmica (R) especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

21.2.2 Las disposiciones contenidas en este Capítulo son aplicables a los sistemas resistentes a fuerzas laterales de Concreto Armado definidos en 21.1.

21.2.3 Las columnas de confinamiento y las soleras de los muros de albañilería confinada, no necesitan cumplir con las disposiciones de este Capítulo. El diseño de estos elementos se hará según lo dispuesto en la NTE E.070 Albañilería.

21.2.4 Las disposiciones contenidas en 21.4, son aplicables a las vigas y columnas de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, definido en 21.1, sea:

- Muros estructurales ($R = 6$).
- Dual Tipo I ($R = 7$).

21.2.5 Las disposiciones contenidas en 21.5, 21.6 y 21.7 son aplicables a las vigas, columnas y nudos de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, definido en 21.1, sea:

- Pórticos ($R = 8$)
- Dual Tipo II ($R = 7$).

21.2.6 Las estructuras de losas planas sin vigas deberán cumplir con lo dispuesto en 21.8.

21.2.7 Las disposiciones contenidas en 21.9 son aplicables a los muros estructurales de concreto reforzado cuya función principal sea la de resistir fuerzas horizontales en su plano originadas por la acción de los sismos. Estas disposiciones se aplican a los edificios de Pórticos, Duales y de Muros Estructurales.

21.2.8 Las disposiciones contenidas en 21.10 son aplicables a los edificios de muros de ductilidad limitada.

21.2.9 Las disposiciones contenidas en 21.11 son aplicables a los diafragmas estructurales de los edificios de cualquier sistema resistente a fuerzas laterales.

21.2.10 Las disposiciones contenidas en 21.12 son aplicables a las cimentaciones de los edificios de cualquier sistema resistente a fuerzas laterales.

21.2.11 Las disposiciones contenidas en este capítulo no son obligatorias para los edificios de la categoría C y D (edificaciones comunes y menores) ubicadas en la Zona Sísmica 1, definida en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

21.2.12 Se permite el uso de sistemas estructurales de concreto armado que no cumplan con las disposiciones de este Capítulo, si se demuestra experimentalmente y por la vía del cálculo, que el sistema propuesto tiene tanto una resistencia como una tenacidad iguales o superiores a la de una estructura monolítica de concreto reforzado, que sea comparable y que satisfaga las disposiciones de este Capítulo.

21.3 REQUISITOS GENERALES

21.3.1 Análisis y diseño de elementos estructurales

21.3.1.1 Debe tenerse en cuenta en el análisis la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura frente a los movimientos sísmicos.

21.3.1.2 Los elementos estructurales situados por debajo del nivel basal de la estructura y que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones de este Capítulo.

21.3.2 Concreto en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

21.3.2.1 La resistencia especificada a la compresión del concreto, f'_c , no debe ser menor que 21 MPa.

21.3.2.2 La resistencia especificada a la compresión del concreto, f'_c , no debe ser mayor que 55 MPa.

21.3.2.3 La resistencia especificada a la compresión del concreto liviano, f'_c , no debe ser mayor que 35 MPa a menos que se demuestre, por medio de evidencia experimental, que los elementos estructurales hechos con dicho concreto liviano proporcionan resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos por concreto de peso normal de la misma resistencia.

21.3.3 Refuerzo de acero para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

El refuerzo de acero longitudinal y transversal en todos los elementos con responsabilidad sísmica será corrugado y deberá cumplir con las disposiciones de ASTM A 706M. Se permite el empleo de acero de refuerzo ASTM A 615M, grados 280 y 420, en estos elementos siempre y cuando:

- (a) La resistencia real a la fluencia (obtenida en ensayos de laboratorio) no sea mayor que el esfuerzo de fluencia especificado f_y , en más de 125 MPa;
- (b) La relación entre la resistencia de tracción (f_u) y el esfuerzo de fluencia (f_y), medida en el laboratorio, no sea menor de 1,25.

21.3.4 Empalmes mecánicos

21.3.4.1 Los empalmes mecánicos deben clasificarse como Tipo 1 o Tipo 2, de acuerdo con lo siguiente:

- (a) Los empalmes mecánicos Tipo 1 deben cumplir con 12.14.3.2;
- (b) Los empalmes mecánicos Tipo 2 deben cumplir con 12.14.3.2 y deben desarrollar la resistencia a tracción especificada de las barras empalmadas.

21.3.4.2 Los empalmes mecánicos Tipo 1 no deben usarse dentro de una distancia igual al doble del peralte del elemento medida desde la cara de la viga o columna, o donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos. Se pueden usar empalmes mecánicos Tipo 2 en cualquier ubicación.

21.3.5 Empalmes soldados

21.3.5.1 Los empalmes soldados del refuerzo que resiste fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con 12.14.3.4 y no deben usarse dentro de una distancia igual al doble del peralte del elemento medida desde la cara de la viga o columna, o en las regiones donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos.

21.3.5.2 No se puede soldar estribos, insertos u otros elementos al refuerzo longitudinal requerido por el diseño.

21.4 REQUISITOS PARA VIGAS Y COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I

21.4.1 Los requisitos de 21.4 se aplican a las vigas y columnas del sistema sismorresistente de los sistemas estructurales indicados en 21.2.4.

21.4.2 Los detalles del refuerzo de un elemento de un pórtico deben satisfacer los requisitos de 21.4.4 cuando la carga axial amplificada de compresión axial del elemento, P_u , no exceda de $0,1 f'c A_g$. Cuando P_u sea mayor, los detalles del refuerzo del elemento deben cumplir con 21.4.5.

21.4.3 La fuerza cortante de diseño V_u de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

- (a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.
- (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

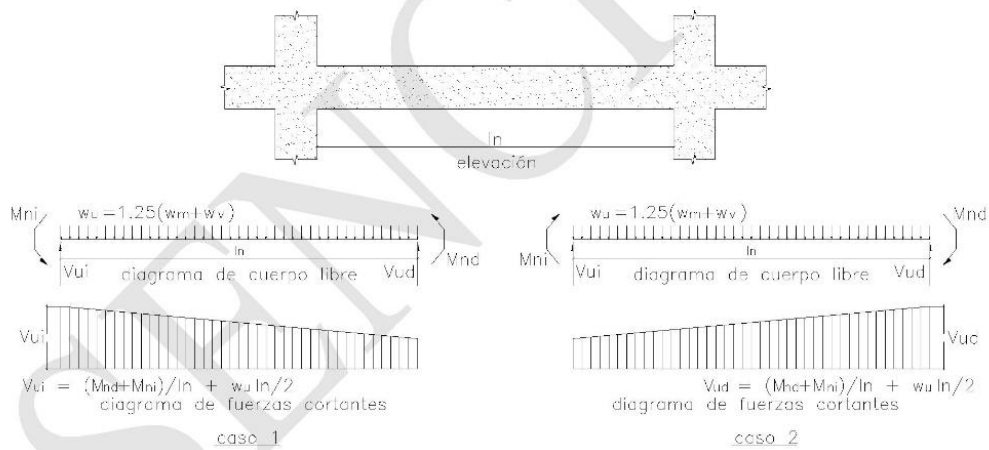


Fig. 21.4.3a Fuerza cortante de diseño en vigas

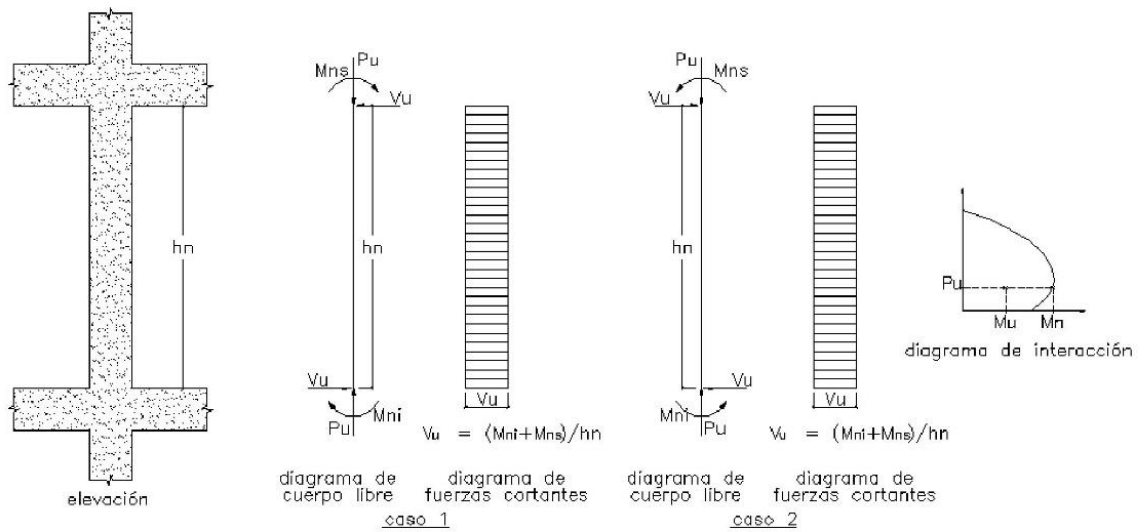


Fig. 21.4.3b Fuerza cortante de diseño en columnas

21.4.4 Elementos en Flexión (Vigas)

- 21.4.4.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5. No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3.
- 21.4.4.2 No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo. Los empalmes soldados cumplirán con lo dispuesto en 21.3.5.
- 21.4.4.3 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- 21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):
- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
 - 300 mm.
- 21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.



Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

21.4.5 Elementos en Flexocompresión (columnas)

21.4.5.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (c) 100 mm.

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

- (d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- (e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (f) 500 mm.

21.4.5.4 Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

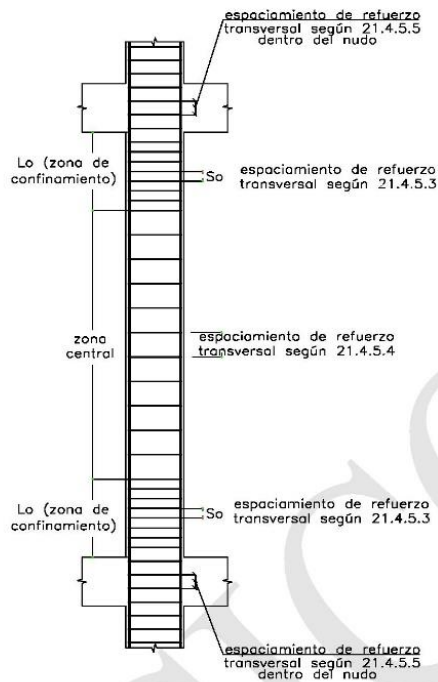


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.5 REQUISITOS PARA LAS VIGAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II.

21.5.1 Alcance

Los requisitos de 21.5 son aplicables a las vigas del sistema sismorresistente de los sistemas estructurales indicados en 21.2.5. Estos elementos también tienen que cumplir con lo dispuesto en 21.5.1.1 a 21.5.1.4.

21.5.1.1 La fuerza amplificada de compresión axial en el elemento, P_u , no debe exceder de $0,1 f_c A_g$.

21.5.1.2 La luz libre del elemento l_n no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

21.5.1.3 El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm.

21.5.1.4 El ancho del elemento, b_w , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo igual a las tres cuartas partes del peralte del elemento en flexión.

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

21.5.2.3 Sólo se permiten empalmes por traslape del refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos de confinamiento o espirales en la toda longitud del empalme. El espaciamiento del refuerzo transversal que envuelve las barras traslapadas no debe exceder el menor de $d/4$ ó 150 mm.

No deben emplearse empalmes por traslape:

- (a) dentro de los nudos,
- (b) en una distancia de dos veces el peralte del elemento medida desde la cara del nudo,
- (c) donde el análisis indique fluencia por flexión del refuerzo causada por los desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

21.5.2.4 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 21.3.4 y los empalmes soldados deben cumplir con 21.3.5.

21.5.3 Refuerzo transversal de confinamiento

21.5.3.1 Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:

- (a) En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión;
- (b) En longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos de la estructura.

21.5.3.2 Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

- (a) $d/4$,
- (b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento,
- (d) 300 mm.

21.5.3.3 En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

21.5.3.4 Fuera de las zonas de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

21.5.4 Requisitos de resistencia a cortante

21.5.4.1 Fuerzas de diseño.

La fuerza cortante de diseño, V_u , de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

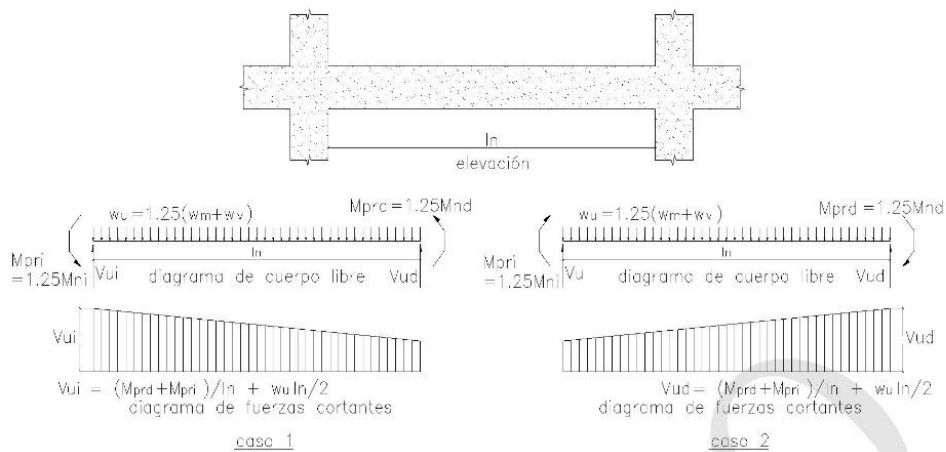


Fig. 21.5.4.1 Fuerza cortante de diseño en vigas

21.6 REQUISITOS PARA LAS COLUMNAS DE EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II

21.6.1 Alcance

Los requisitos de 21.6 son aplicables a las columnas del sistema sismorresistente de los edificios definidos en 21.2.5. Estos elementos también tienen que cumplir con lo dispuesto en 21.6.1.1 a 21.6.1.3.

21.6.1.1 La fuerza amplificada de compresión axial en el elemento, P_u , excede de $0,1 f'_c A_g$.

21.6.1.2 La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm.

21.6.1.3 La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,25.

21.6.2 Resistencia mínima a flexión de las columnas

21.6.2.1 La resistencia a la flexión de cualquier columna diseñada para resistir un carga axial P_u , que exceda de $0,1 f'_c A_g$, debe satisfacer 21.6.2.2 ó 21.6.2.3.

21.6.2.2 Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la ecuación (21-1)

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nv} \quad (21-1)$$

donde:

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nv}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida al momento en la cara del nudo, debe suponerse que el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo definido en 8.10 contribuye a M_{nv} , siempre que el refuerzo de la losa esté adecuadamente anclado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. Debe satisfacerse la ecuación (21-1) para momentos en las vigas actuando en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

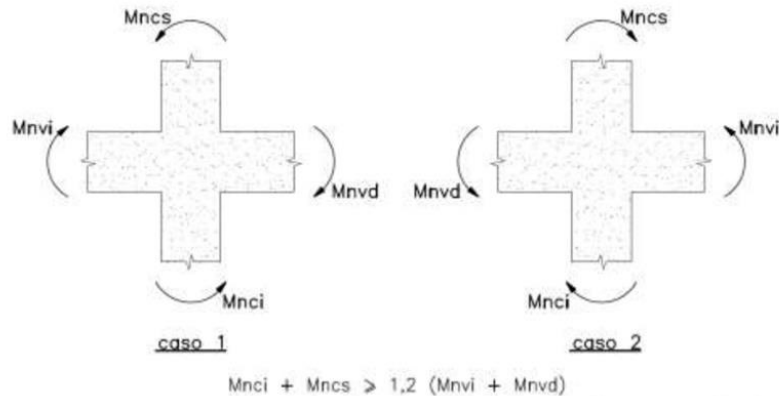


Fig. 21.6.2.2 Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos

21.6.2.3 Cuando 21.6.2.2 no se satisface en un nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben reforzarse transversalmente como se especifica en 21.6.4.1 a 21.6.4.3, en toda su altura.

21.6.3 Refuerzo longitudinal en columnas

21.6.3.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal. Cuando la cuantía exceda de 4%, los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

21.6.3.2 Los empalmes mecánicos deben cumplir 21.3.4. y los empalmes soldados deben cumplir 21.3.5. Los empalmes por traslape se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento y deben diseñarse como empalmes por traslape de tracción y deben estar rodeados por refuerzo transversal que cumpla 21.6.4.2 y 21.6.4.3.

21.6.4 Refuerzo transversal en columnas

21.6.4.1 Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en (a) hasta (e), a menos que en 21.6.3.2 ó 21.6.5 se exija mayor cantidad:

(a) La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s , no debe ser menor que la requerida en la ecuación (21-2).

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \tag{21-2}$$

y no debe ser menor que la requerida en 10.9.3 por la ecuación (10-5).

(b) En columnas de núcleo rectangular, el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares y grapas suplementarias, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (21-3) y (21-4)

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s bc f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \tag{21-3}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s bc f'_c}{f_{yh}} \tag{21-4}$$

Donde s es el espaciamiento del refuerzo de confinamiento, bc es la dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yh} medida centro a centro del refuerzo de confinamiento. A_{ch} es el área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

(c) El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillos o múltiples. Se pueden usar grapas suplementarias del mismo diámetro de

barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo de las grapas suplementarias debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal.

- (d) Cuando la resistencia de diseño del núcleo de la sección transversal del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico, no es necesario satisfacer la ecuación (21-3) y 10.9.3.
- (e) Si el espesor de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no mayor a 300 mm. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo adicional no debe exceder de 100 mm.

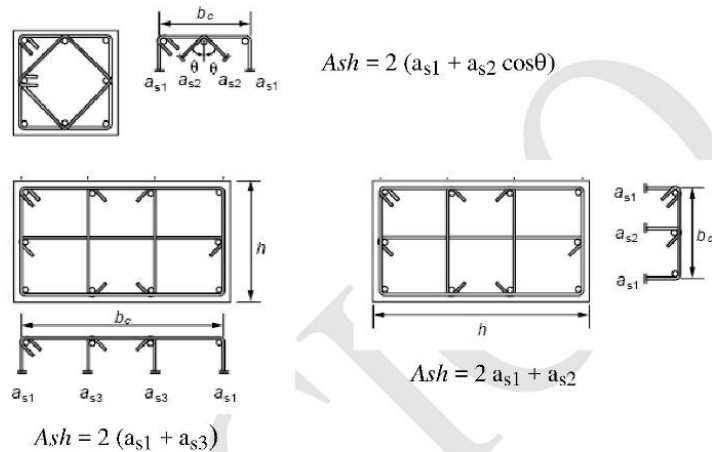


Fig. 21.6.4.1 Ejemplos de determinación de $A_s h$

21.6.4.2 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a), (b) y (c).

- (a) La tercera parte de la dimensión mínima del elemento,
- (b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal,
- (c) 100 mm.

21.6.4.3 La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h_x , no deben exceder 350 mm medidos centro a centro.

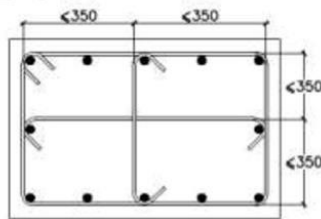


Fig. 21.6.4.3 Distancia máxima entre ramas del refuerzo transversal

21.6.4.4 El refuerzo transversal, como se especifica en 21.6.4.1 a 21.6.4.3, debe suministrarse en una longitud L_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud L_o no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c).

- (a) La mayor dimensión de la sección del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,
- (b) Un sexto de la luz libre del elemento, y
- (c) 500 mm.

21.6.4.5 Cuando no se proporcione refuerzo transversal de acuerdo a 21.6.4.1 a 21.6.4.3, a lo largo de toda la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento, medido de centro a centro, que no exceda al menor de diez veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna y 250 mm.

21.6.5 Requisitos de resistencia al cortante en columnas

21.6.5.1 Fuerzas de diseño

La fuerza de cortante de diseño, V_u , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas, P_u , que actúan en él. No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en el M_{pr} de los elementos transversales que confluyen en el nudo. En ningún caso V_u debe ser menor que el cortante amplificado determinado a partir del análisis de la estructura.

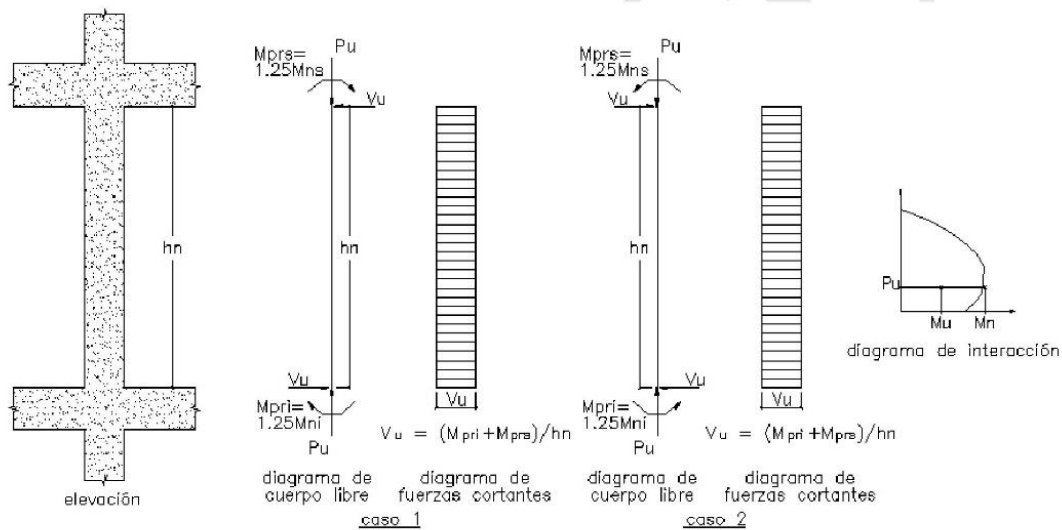


Fig. 21.6.5.1 Fuerza cortante de diseño en columnas

21.7 REQUISITOS PARA LOS NUDOS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II

21.7.1 Alcance

Los requisitos de 21.7, son aplicables a los nudos de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, sea el indicado en 21.2.5.

21.7.2 Requisitos generales

21.7.2.1 Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas, en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo un esfuerzo en el acero de $1,25 f_y$.

21.7.2.2 Para evaluar la resistencia del nudo debe utilizarse el valor de $\phi = 0,85$.

21.7.2.3 El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción, de acuerdo con 21.7.5 y en compresión de acuerdo con el Capítulo 12.

21.7.2.4 Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa una unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga, para concretos de peso normal. Para concretos livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

21.7.3 Refuerzo transversal en los nudos

21.7.3.1 Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal, tal como lo especifica 21.6.4, a menos que dicho nudo esté confinado por elementos estructurales, como lo especifica 21.7.3.2.

21.7.3.2 Cuando existan elementos que llegan en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse refuerzo transversal igual, por lo menos a la mitad de la cantidad requerida en 21.6.4.1, dentro del peralte del elemento de menor altura. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado en 21.6.4.2 se incremente a 150 mm.

21.7.3.3 Cuando una viga que concurre al nudo sea de mayor ancho que la columna, debe disponerse refuerzo transversal, como lo especifica 21.6.4, a través del nudo para proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de la viga que pasa fuera del núcleo de la columna, en la zona que no esté confinada por una viga perpendicular que concurre al nudo.

21.7.4 Resistencia al cortante de los nudos

21.7.4.1 La resistencia V_n en el nudo no debe ser mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para concreto de peso normal:

- Para nudos confinados en las cuatro caras:..... $1,7 \sqrt{f'_c} A_j$
- Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:..... $1,2 \sqrt{f'_c} A_j$
- Para otros casos..... $1,0 \sqrt{f'_c} A_j$

Se considera que un elemento (viga) proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara lateral del nudo está cubierta por el elemento que llega al nudo.

A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo en la dirección de análisis, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la dimensión total de la columna en la dirección de análisis. El ancho efectivo del nudo es el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha que ésta, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- (a) el ancho de la viga más la profundidad del nudo. Si el ancho difiere a ambos lados de la columna, se utilizará el promedio de ellos.
- (b) dos veces la distancia del eje longitudinal de la viga al borde más cercano de la columna.

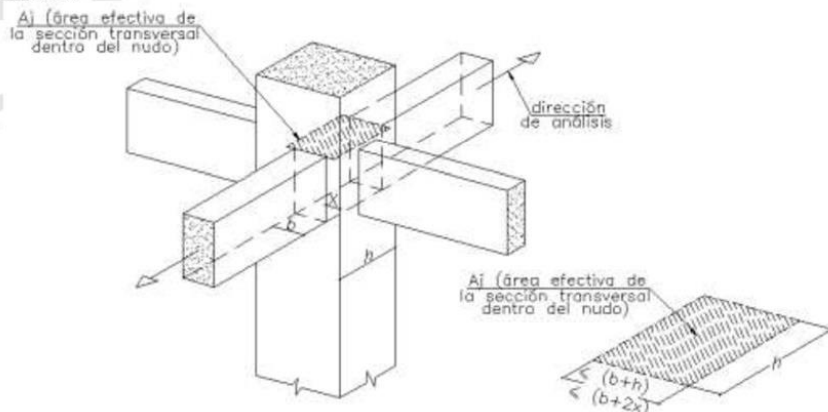
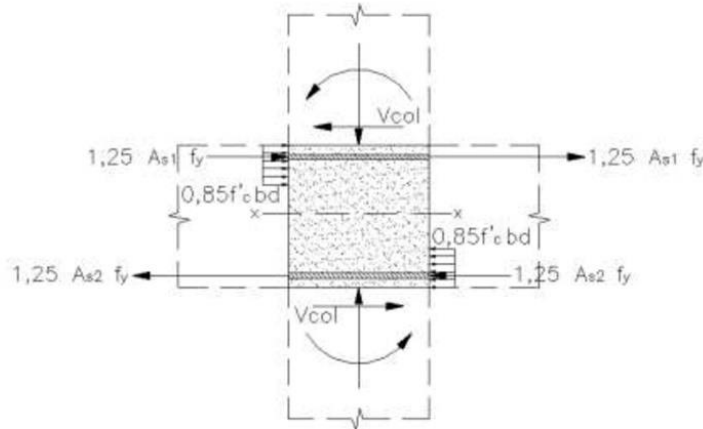


Fig. 21.7.4.1 Área efectiva en el nudo

21.7.4.2 Para concreto con agregado liviano, la resistencia nominal al cortante del nudo no debe exceder de las tres cuartas partes de los límites señalados en 21.7.4.1.

21.7.4.3 El cortante en el nudo, V_u , se calculará por equilibrio de las fuerzas horizontales que concurren al nudo, como se indica en la figura a continuación.



$$V_u \text{ en el plano } xx = 1,25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

Fig. 21.7.4.3 Fuerzas para el cálculo del cortante en el nudo

21.7.5 Longitud de desarrollo de barras en tracción

21.7.5.1 La longitud de desarrollo, ℓ_{dg} , para una barra con gancho estándar de 90° se determinará de acuerdo a 12.5. El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.

21.7.5.2 La longitud de desarrollo para barras rectas, ℓ_d , se determinará de acuerdo a 12.2 y 12.3. Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de ℓ_d fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1,6.

21.8 REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS CON LOSAS PLANAS SIN VIGAS

21.8.1 Las losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas o nervadas.

Los requisitos de esta sección se aplican al diseño de edificios de losas planas sin vigas existan o no ábacos y/o capiteles. También se aplicarán a los edificios estructurados fundamentalmente con "vigas chatas" (vigas del mismo espesor de la losa) en las dos direcciones sobre las que se apoyan losas macizas o nervadas armadas en uno o dos sentidos.

21.8.2 El empleo de este sistema estructural estará limitado a:

- (a) El número máximo de pisos será de cinco, sin exceder de 18 m.
- (b) En ambas direcciones principales deberán existir muros de corte capaces de absorber como mínimo el 80% del cortante sísmico de cada entrepiso. Los muros deberán estar distribuidos en planta de tal manera que el diafragma de piso sea capaz de transferir las fuerzas sísmicas. Deberá verificarse la hipótesis de diafragma rígido y preparar el diafragma para lograr la resistencia y rigidez necesarias.
- (c) La deriva máxima de entrepiso no deberá exceder de 0,005.
- (d) Deberán existir vigas peraltadas de borde en todo el perímetro del edificio conectando a las columnas.

- (e) Cuando se utilicen losas nervadas estas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de por lo menos 2,5 veces el espesor de la losa medidas desde la cara de la columna o el borde del capitel. Asimismo, las losas nervadas, contarán con zonas macizas de por lo menos 2,5 veces el espesor de la losa adyacentes a los muros o placas, medidas desde la cara del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro.
- (f) Cuando se utilicen losas nervadas, en la zona superior de estas habrá una losa maciza de espesor no menor de 50 mm, monolítica con las nervaduras y que sea parte integral de la losa.
- (g) Para el análisis sísmico (lineal elástico) al evaluar la rigidez de los pórticos, se supondrá una viga de ancho efectivo igual al ancho de la columna más 1,5 veces el espesor de la losa a cada lado de la columna o del capitel o del ábaco, centrada con respecto al eje de la columna.

21.8.3 Disposiciones para las Columnas

Las columnas deberán cumplir con lo dispuesto en 21.4.2, 21.4.3 y 21.4.5.

21.8.4 Disposiciones para las Vigas de Borde

Las vigas peraltadas de borde deberán cumplir con lo dispuesto en 21.4.4.

21.9 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO

21.9.1 Alcance

Las disposiciones de 21.9 se aplican a los muros estructurales de concreto reforzado cuya función principal sea la de resistir fuerzas horizontales en su plano originadas por la acción de los sismos. Las disposiciones se aplican a los edificios de todos los sistemas estructurales definidos en 21.1.

21.9.2 Fuerzas de diseño

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

21.9.3 Espesores Mínimos

21.9.3.1 El espesor de los muros será dimensionado considerando la posibilidad de pandeo lateral por flexión de los bordes del muro, salvo que se suministre arriostre lateral en los bordes mediante aletas.

21.9.3.2 El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 100 mm.

21.9.3.3 El diseño de las mezclas de concreto para los muros de espesores reducidos, deberá tomar en cuenta las condiciones de trabajabilidad para lograr un concreto homogéneo sin segregación ni cangrejas.

21.9.3.4 Cuando el muro de corte se convierta en un muro exterior de contención en los sótanos, el espesor mínimo en los sótanos será de 200 mm. El muro deberá diseñarse considerando además las acciones perpendiculares a su plano.

21.9.3.5 Cuando el muro reciba carga concentradas provenientes por ejemplo de vigas perpendiculares al plano del muro, deberá investigarse si el espesor es adecuado para la acción de las cargas axiales y de los momentos perpendiculares al plano del muro. La longitud horizontal del muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la distancia centro a centro entre las cargas ni del ancho de apoyo más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor. Estas zonas deberán diseñarse como columnas atendiendo los requerimientos del Capítulo 10.

21.9.4 Refuerzo distribuido vertical y horizontal

- 21.9.4.1 Las cuantías mínimas de refuerzo distribuido en el alma, horizontal y vertical, así como los espaciamientos máximos de este refuerzo son los definidos en 11.10.
- 21.9.4.2 El refuerzo que contribuye a la resistencia en cortante en el plano del muro debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.
- 21.9.4.3 En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:
- El espesor del muro sea mayor o igual de 200 mm.
 - O cuando la fuerza cortante V_u exceda $0,17 A_{cv} \sqrt{f_c}$
- 21.9.4.4 El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda de 0,01.
- 21.9.4.5 El refuerzo en muros estructurales debe estar anclado o empalmado para desarrollar su fluencia en tracción, de acuerdo con el Capítulo 12, excepto que:
- El peralte efectivo del elemento (d) mencionado en 12.10.3 puede considerarse como $0,8 \ell_m$.
 - Los requisitos de 12.11, 12.12 y 12.13 pueden ser obviados.
 - En las zonas donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1,25 veces los valores calculados para f_y en tracción.
 - Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con 21.3.4 y los empalmes soldados de refuerzo deben cumplir con 21.3.5.

21.9.5 Resistencia al cortante en el plano del muro

- 21.9.5.1 La resistencia al corte V_n de muros estructurales se determinará de acuerdo a 11.10.
- 21.9.5.2 Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_m/ℓ_m no excede de 2,0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.
- 21.9.5.3 En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (21-5)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro ℓ_m , $\frac{M_u}{4 V_u}$ ó la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

21.9.6 Diseño a flexión y carga axial

- 21.9.6.1 La resistencia a flexocompresión de los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a una combinación de carga axial y flexión debe determinarse de acuerdo a los requerimientos de 10.2 y 10.3, excepto que no se deben aplicar los requerimientos de deformación no lineal de 10.2.2. En la determinación de la resistencia, a partir de un análisis de compatibilidad de deformaciones, se debe incluir todo el refuerzo longitudinal colocado dentro de un ancho efectivo de las alas (si existen) en los extremos y el alma del muro. Todo el refuerzo tomado en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclado.

- 21.9.6.2** Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante.
- 21.9.6.3** En muros con alas, el ancho efectivo del ala tanto en compresión como en tracción, debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura total del muro. Este requisito se puede modificar si realiza un análisis más detallado.
- 21.9.6.4** El acero de refuerzo que se concentre en los extremos del muro (elementos de borde) debe cumplir con 21.3.3.
- 21.9.6.5** Deberá proveerse del refuerzo longitudinal necesario para garantizar una resistencia de diseño a flexocompresión del muro por lo menos igual al momento de agrietamiento de la sección. El momento de agrietamiento de la sección se calculará asumiendo comportamiento lineal elástico con las propiedades de la sección bruta de concreto del muro e incluyendo el efecto de la carga axial P_u .
Esta disposición podrá limitarse a las secciones de muro en las cuales el esfuerzo en la fibra extrema en tracción, ocasionado por la acción conjunta de P_u y M_u , exceda de $0,63 \sqrt{f'_c}$.
- 21.9.7 Elementos de borde en muros estructurales de concreto reforzado**
- 21.9.7.1** La necesidad de usar elementos de borde confinados en los extremos de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo con 21.9.7.4. Deben satisfacerse también los requisitos de 21.9.7.6 y 21.9.7.7.
- 21.9.7.2** Cuando se requieran elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 150 mm.
- 21.9.7.3** El recubrimiento del acero de refuerzo en los elementos de borde será como mínimo 25 mm. En los casos de elementos en contacto con el terreno se deberá incrementar el espesor del muro hasta obtener el recubrimiento indicado en 7.7.1. Si existe agresividad del suelo el recubrimiento deberá ser compatible a las condiciones de exposición al suelo.
- 21.9.7.4** Este acápite se aplica a los muros que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Los muros que no satisfagan estos requisitos deben ser diseñados usando 21.9.7.5.

- (a) Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h_m)} \quad (21-6)$$

ℓ_m es la longitud del muro en el plano horizontal y h_m la altura total del mismo. δu es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente a h_m y debe ser calculado de acuerdo al artículo 16.4 de la NTE E.030,

El valor de c en la ecuación (21-6) corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δu . El cociente $\delta u / h_m$ en la ecuación (21-6) no debe tomarse menor que 0,005.

Para muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir el ancho de ala efectivo como se define en 21.9.6.3. Deberá utilizarse el mayor valor de c que se obtenga de considerar compresión en cada extremo del muro.

- (b) Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre ℓ_m y $\frac{Mu}{4Vu}$.

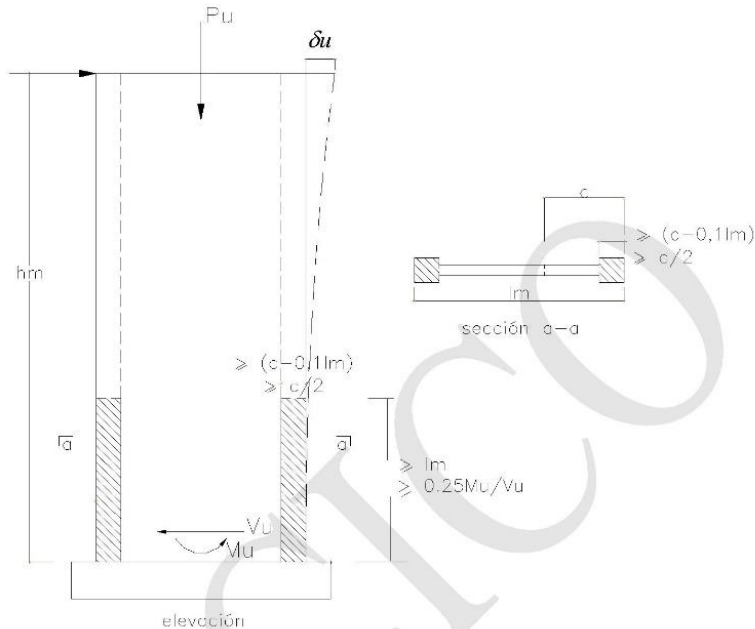


Fig. 21.9.7.4 Elementos confinados de borde en muros.

- 21.9.7.5** Los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo con las disposiciones de 21.9.7.4 deben tener elementos confinados en los bordes y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase de $0,2f'c$. Los elementos de borde especiales pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0,15f'c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectivo como se define en 21.9.6.3.
- 21.9.7.6** En donde se requieran elementos de borde confinados de acuerdo con 21.9.7.4 ó 21.9.7.5 se debe cumplir con las siguientes condiciones:
- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0,1 \ell_m)$ y $c/2$,
 - En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.
 - El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos especificados en 21.6.4.1.c, y 21.6.4.3.
 - Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
 - El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
 - 250 mm.

- (f) El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos en la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe extender, por lo menos, 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.
- (g) El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar f_y , dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

21.9.7.7 Cuando no se requieren elementos de borde de acuerdo con lo indicado en 21.9.7.4 ó 21.9.7.6, y se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro, se debe cumplir con (a) y (b):

- (a) El refuerzo transversal en los elementos de borde debe cumplir con lo indicado en 7.10.5.2, 7.10.5.3, 21.6.4.1(c), 21.6.4.3. El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 250 mm.
- (b) El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales sin elementos de borde debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde, o el refuerzo de borde debe estar abrazado con estribos en U que estén empalmados al refuerzo horizontal y tengan su mismo tamaño y espaciamiento.

21.9.8 Juntas de construcción

Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en 6.4. El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción en todas las juntas. La resistencia a corte por fricción se calculará con:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad \phi = 0,85 \quad (21-7)$$

La fuerza normal (N_u) se calculará como 0,9 veces la carga muerta. El coeficiente de fricción (μ) debe ajustarse a lo indicado en 11.7.4.3 indicando claramente en los planos el detalle de la junta y su tratamiento. La resistencia a corte por fricción deberá ser mayor al cortante V_u , calculado de acuerdo al 21.9.5.3

21.9.9 Vigas de acoplamiento entre placas

21.9.9.1 El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm. Este requisito puede ser obviado si se demuestra mediante análisis que la viga tiene una estabilidad lateral y resistencia adecuadas.

21.9.9.2 Las vigas de acoplamiento con una relación de aspecto (l_n / h) ≥ 2 deben cumplir con los requisitos indicados en 21.5.2, 21.5.3, 21.5.4.

21.9.9.3 Las vigas de acople con una relación de aspecto (l_n / h) < 2 y con una fuerza cortante V_u que exceda de $0,33 A_{cw} \sqrt{f'_c}$, deben reforzarse con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la eventual pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilitaría la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la posibilidad de evacuación de la estructura, o la integridad de los elementos no estructurales y sus conexiones con la estructura.

21.9.9.4 Para cualquier relación de aspecto, V_n no debe suponerse mayor que $0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} representa el área de la sección transversal de concreto de la viga de acople (área del alma).

21.9.9.5 Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con (a) a (d):

- (a) V_n , se debe determinar mediante:

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c} \quad (21-8)$$

donde α es el ángulo entre las barras colocadas diagonalmente y el eje longitudinal de la viga de acoplamiento y A_{vd} es el área total en cada grupo de barras colocadas diagonalmente.

- (b) Cada grupo de barras colocado diagonalmente debe consistir en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras colocadas diagonalmente deben tener anclajes en tracción en el muro capaces de desarrollar $1,25 f_y$;
- (c) Cada grupo de barras colocadas diagonalmente debe estar confinado por estribos cerrados o espirales en un núcleo con lados medidos al exterior del refuerzo transversal no menor de $0,5 b_w$ en la dirección paralela al ancho de la viga y de $0,2 b_w$ en la otra dirección. El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de seis veces el diámetro de las barras diagonales. Adicionalmente se debe proveer de refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal de la viga con una cuantía mínima en cada dirección de $0,0025$ y con un espaciamiento que no exceda de 250 mm.

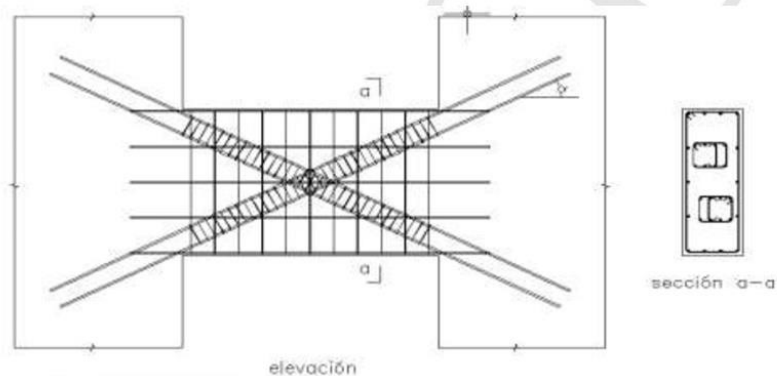


Fig. 21.9.9.5 i Refuerzo de vigas de acople

- (d) Alternativamente al amado especificado en c, podrá proveerse refuerzo transversal de confinamiento en toda la longitud de la viga que satisfaga lo dispuesto en 21.6.4.1 a), b) y c) con un espaciamiento que no exceda de seis veces el diámetro de las barras diagonales ni de 150 mm y con estribos o grapas suplementarias espaciados a no más de 200 mm tanto horizontal como verticalmente. Adicionalmente se debe proveer refuerzo distribuido paralelo al eje longitudinal de la viga con una cuantía mínima de $0,0025$ con un espaciamiento que no exceda de 200 mm y un diámetro mínimo de $1/2"$.

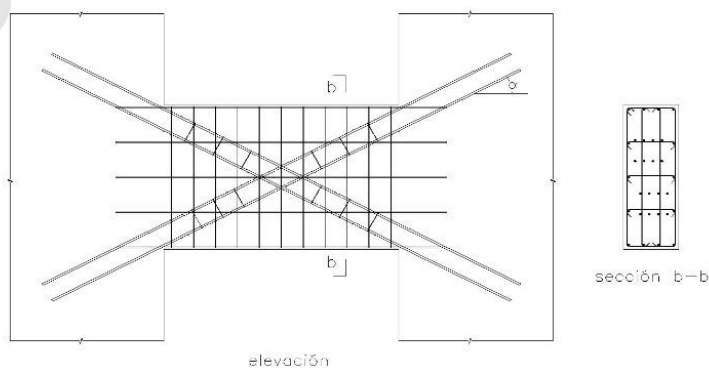


Fig. 21.9.9.5 ii Refuerzo alternativo de vigas de acople

21.10 EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

21.10.1 Materiales

Se aplicará lo dispuesto en 21.3.2, 21.3.3, 21.3.4 y 21.3.5 con las siguientes salvedades:

- La resistencia a la compresión del concreto será como mínimo de 17 MPa, salvo en los sistemas de transferencia donde deberá usarse como mínimo 28 MPa.
- En los muros se podrán usar mallas electrosoldadas de alambres corrugados como refuerzo repartido que cumplan con lo dispuesto en 3.5.3.6.

21.10.2 Diseño de Muros

21.10.2.1 Las fuerzas de diseño y los espesores mínimos de los muros se ajustarán a lo dispuesto en 21.9.2 y 21.9.3.

21.10.2.2 El refuerzo distribuido horizontal y vertical se ajustará a lo dispuesto en 21.9.4 con las siguientes salvedades:

- Se podrá usar malla electrosoldada como refuerzo repartido de los muros en edificios de hasta 3 pisos y, en el caso de mayor número de pisos, se podrá usar mallas sólo en los pisos superiores, se deberá usar acero que cumpla con 21.3.3 en el tercio inferior de la altura.
- El requisito de 21.9.4.3.b podrá obviarse.

21.10.2.3 Si se usa malla electrosoldada, para el diseño de muros, deberá emplearse como esfuerzo de fluencia, el valor máximo de $f_y = 420$ MPa.

21.10.2.4 En todos los casos el refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá cumplir con 21.3.3.

21.10.2.5 La resistencia al cortante en el plano del muro se calculará de acuerdo a 21.9.5.

21.10.2.6 El diseño a flexión y carga axial se ajustará a lo dispuesto 21.9.6.

21.10.2.7 Los elementos de borde cumplirán con lo dispuesto en 21.9.7, salvo lo dispuesto en 21.9.7.7.

21.10.2.8 Cuando no se requieren elementos de borde de acuerdo con lo indicado en 21.9.7.4 ó 21.9.7.6, y se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro, el refuerzo concentrado deberá espaciarse de tal manera que su cuantía no exceda del 1% medida en el área en la cual se distribuye. En la Figura 21.10.2.8 se indica la manera de calcular la cuantía del acero concentrado en los extremos.

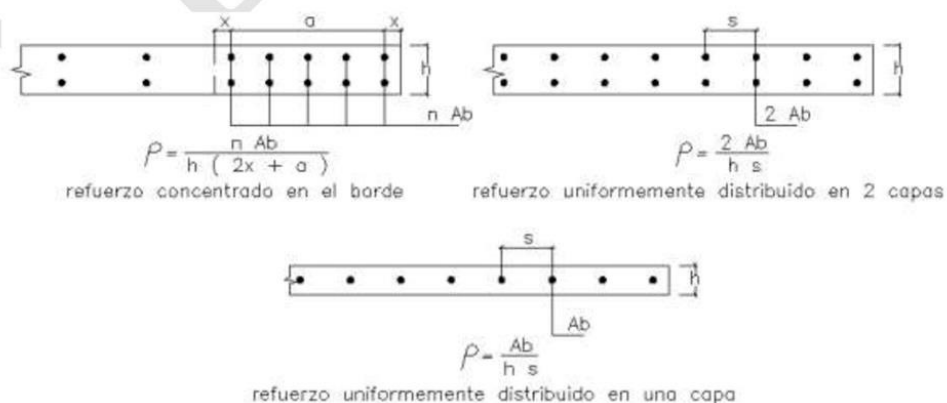


Fig. 21.10.2.8 Cuantía de acero en bordes no confinados

- 21.10.2.9** Las juntas de construcción en los muros cumplirán con lo dispuesto en 21.9.8.
- 21.10.2.10** El refuerzo vertical de los muros deberá estar adecuadamente anclado, en la cimentación (o en losa de transferencia), para poder desarrollar su máxima resistencia a tracción, mediante anclajes rectos o con gancho estándar de 90°. Las longitudes correspondientes a ambos casos deberán estar de acuerdo a lo señalado en el Capítulo 12.
- 21.10.2.11** Cuando excepcionalmente se decida empalmar por traslape todo el acero vertical de los muros de un piso, la longitud de empalme deberá ser como mínimo dos veces la longitud de desarrollo.
- 21.10.2.12** Para el diseño del Sistema de Transferencia deberá cumplirse:
- En edificios con muros discontinuos pero que satisfacen los requerimientos del Anexo 2 (Especificaciones Normativas Para Diseño Sismorresistente en el Caso De Edificaciones de Muros De Ductilidad Limitada (EMDL)), acápite 4.1.b, de la NTE.030, el sistema de transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se deberá diseñar empleando un factor de reducción de fuerzas sísmicas (RST) igual al empleado en el edificio (R) dividido entre 1,5.
 - En los edificios con muros discontinuos descritos en el Anexo 2, acápite 4.1.e, de la NTE.030, para todos los muros que descansan en el nivel de transferencia, se calcularán las resistencias nominales a flexión (M_n) asociadas a cada valor de la carga axial, P_u . Los valores de M_n y P_u se amplificarán por 1,2 y se usarán en las combinaciones de diseño usuales en las que se incluirán además las cargas directamente aplicadas en el nivel de transferencia.
- 21.10.3** Para el diseño de la cimentación, además de lo dispuesto en 21.12 deberá cumplirse:
- Cuando se decida emplear plateas superficiales de cimentación sobre rellenos controlados, se deberá especificar en los planos del proyecto la capacidad portante del relleno en la superficie de contacto con la platea, así como sus características (material a utilizar, densidad mínima, profundidad, espesor).
 - En los bordes de las plateas se deberán colocar vigas (uñas o dientes) con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 600 mm o dos veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
 - Las vigas (uñas o dientes) interiores de las plateas deberán tener una profundidad mínima por debajo de la losa de dos veces el espesor de la losa.
 - El ancho de las vigas, tanto las de borde como las interiores, no deberá ser menor que el espesor de la losa ni de 250 mm.
- 21.11 DIAFRAGMAS ESTRUCTURALES**
- 21.11.1 Alcance**
- Las losas de piso que actúen como diafragmas estructurales para transmitir las acciones inducidas por los movimientos sísmicos deben diseñarse de acuerdo con lo indicado en este numeral. Esta sección también se aplica a los puntales, tirantes, cuerdas y elementos colectores que transmiten fuerzas inducidas por los sismos.
- 21.11.2 Losa compuesta con sobrelosa vaciada en sitio.**
- Se permite el uso como diafragma de una losa compuesta con sobrelosa vaciada en sitio sobre elementos de piso prefabricados siempre que la sobrelosa se refuerce y que sus conexiones estén diseñadas y detalladas para proporcionar una transferencia completa de fuerzas a las cuerdas, elementos colectores y al sistema de resistente a las fuerzas laterales. La superficie del concreto previamente endurecido sobre la cual se coloca la sobrelosa debe estar limpia, libre de lechada y debe hacerse intencionalmente rugosa.
- 21.11.3 Losa no compuesta con sobrelosa vaciada en sitio.**
- Se permite que una sobrelosa vaciada en sitio sobre elementos de piso prefabricados sirva como un diafragma estructural siempre que la sobrelosa vaciada en sitio por sí misma esté diseñada y detallada para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

21.11.4 Espesor mínimo de los diafragmas

Las losas de concreto y las losas compuestas que sirven como diafragmas estructurales usadas para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 50 mm.

Las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que 65 mm.

21.11.5 Refuerzo de los Diafragmas

21.11.5.1 La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en 9.7. En los sistemas de piso y cubierta no preesforzados el espaciamiento del refuerzo en ambos sentidos no debe exceder de lo indicado en 9.7.3. Cuando se usa refuerzo electro soldado de alambre como refuerzo distribuido para resistir el cortante en las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso prefabricados, los alambres paralelos a la dirección de los elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm. El refuerzo provisto para la resistencia de cortante debe ser continuo y distribuido uniformemente a través del plano de cortante y debe estar adecuadamente anclado en los elementos de borde.

21.11.5.2 Los tendones adheridos que se usen como refuerzos primarios en cuerdas de diafragmas o elementos colectores deben diseñarse de forma tal que el esfuerzo debido a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 420 MPa. Se permite que la precompresión producida por los tendones de preesfuerzo no adheridos resista fuerzas de diseño del diafragma si se proporciona una trayectoria de carga completa.

21.11.5.3 Los puntales, tensores, cuerdas de diafragma y elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan $0,25 f'c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal a lo largo del elemento, como se indica en 21.6.4.1 a 21.6.4.3. Se permite interrumpir el refuerzo transversal especial en donde el esfuerzo a compresión calculado sea menor que $0,20 f'c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de las secciones brutas de los elementos considerados.

21.11.5.4 Todo refuerzo continuo en diafragmas, puntales, tensores, cuerdas y elementos colectores debe estar anclado o empalmado para desarrollar su esfuerzo de fluencia en tracción.

21.11.6 Fuerzas de diseño de los Diafragmas

Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del análisis para las cargas laterales de acuerdo con las combinaciones de cargas de diseño.

21.11.7 Resistencia al cortante de los Diafragmas

21.11.7.1 La resistencia V_n de un diafragma estructural no debe exceder:

$$V_n = A_{cv} (0,17\sqrt{f'c} + \rho_t f_y) \quad (21-9)$$

21.11.7.2 La resistencia V_n de los diafragmas formados por sobrelosas compuestas construidas in situ y de los diafragmas formados por sobrelosas no compuestas colocadas sobre un piso prefabricado no debe exceder de:

$$V_n = A_{cv} (\rho_t f_y) \quad (21-10)$$

en donde A_{cv} se basa en el espesor de la sobrelosa. El refuerzo requerido se debe distribuir uniformemente en ambas direcciones.

21.11.7.3 La resistencia nominal al cortante no debe exceder de $0,66 A_{cv} \sqrt{f'c}$, donde A_{cv} es el área bruta de la sección del diafragma.

21.11.8 Elementos de borde de diafragmas estructurales

- 21.11.8.1** Los elementos de borde de los diafragmas estructurales deben diseñarse para resistir la suma de las fuerzas axiales amplificadas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida dividiendo M_u en la sección por la distancia entre los elementos de borde del diafragma en esa sección.
- 21.11.8.2** Los empalmes del refuerzo de tracción en las cuerdas y elementos colectores de los diafragmas deben desarrollar f_y . Los empalmes mecánicos y soldados deben ajustarse a lo indicado en 21.3.4 y 21.3.5 respectivamente.

21.11.9 Juntas de construcción en los diafragmas

Todas las juntas de construcción en los diafragmas deben adecuarse a lo indicado en 6.4 y las superficies de contacto deben hacerse intencionalmente rugosas según lo indicado en 11.7.9.

21.12 CIMENTACIONES

21.12.1 Alcance

- 21.12.1.1** Las cimentaciones resistentes a las fuerzas sísmicas o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno deben cumplir con lo indicado en 21.12 y con los otros requisitos aplicables de esta Norma.
- 21.12.1.2** Los requisitos indicados en 21.12 para pilotes, pilas excavadas, cajones de cimentación y losas sobre el terreno complementan otros criterios de diseño y de construcción aplicables de esta Norma. Véase 1.1.5 y 1.1.6.

21.12.2 Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes

- 21.12.2.1** El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resistan las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar anclado para desarrollar totalmente la tracción en la interfase.
- 21.12.2.2** Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en 21.12.2.1 y, si se requiere de ganchos, el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.
- 21.12.2.3** En las columnas o elementos de borde de los muros estructurales que tengan un borde que diste al borde la zapata una longitud igual o menor que la mitad del peralte de la zapata, el refuerzo transversal debe extenderse dentro de la zapata una distancia que no sea inferior al menor valor entre la profundidad de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, o la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal.

21.12.3 Vigas en la cimentación.

- 21.12.3.1** Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas o cabezales de pilotes deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe desarrollarse dentro o más allá de la columna, o anclarse dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.
- 21.12.3.2** Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 400 mm. Se deben proporcionar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda al menor de: la menor dimensión de la sección transversal, 300 mm ni de 16 db.
- 21.12.3.3** Las vigas de cimentación que estén sometidas a flexión por las columnas que son parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben adecuarse a lo indicado en 21.4 ó 21.5 de acuerdo al sistema resistente a fuerzas laterales empleado.

21.12.4 Pilotes, pilas y cajones de cimentación

- 21.12.4.1** Las especificaciones indicadas en 21.12.4 se aplican a los pilotes, pilas y cajones de cimentación en estructuras que soportan acciones sísmicas.
- 21.12.4.2** Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que resistan cargas de tracción deben tener refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tracción. El refuerzo longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción en el cabezal de los pilotes a los elementos estructurales soportados.
- 21.12.4.3** Cuando las fuerzas de tracción inducidas por los efectos sísmicos sean transferidas, entre el cabezal de pilote o losa de cimentación y un pilote prefabricado, a través de barras de refuerzo colocadas con un mortero inyectado o post instaladas en la parte superior del pilote, se debe demostrar mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla por lo menos $1,25 f_y$ de la barra.
- 21.12.4.4** Los pilotes de los edificios ubicados en la Zona Sísmica 3, según la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en 21.6.4 en las zonas definidas en a) y b):
- (a) En la parte superior del elemento en por lo menos cinco veces la dimensión transversal del elemento, pero no menos de 1,8 m por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote;
 - (b) Para las partes de los pilotes en suelos que no son capaces de proveer soporte lateral, o están en el aire o agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más el largo requerido en a).
- 21.12.4.5** Para pilotes prefabricados de concreto, la longitud donde se coloca el refuerzo transversal proporcionado debe ser suficiente como para tener en cuenta las variaciones potenciales de la profundidad a la que llega la punta de los pilotes.
- 21.12.4.6** Los pilotes que soportan edificaciones de uno o dos pisos con muros de carga, están exentos de los requisitos de refuerzo transversal indicado en 21.12.4.4 y 21.12.4.5.
- 21.12.4.7** Los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas (no esbeltas). Los efectos de esbeltez de los pilotes inclinados se deben considerar para la porción de los pilotes en suelo que no es capaz de proporcionar soporte lateral, o que queda al aire o en el agua.

CAPÍTULO 22 CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE

22.1 ALCANCE

22.1.1 Este Capítulo proporciona los requisitos mínimos para el diseño y construcción de elementos de concreto simple estructural, vaciados en sitio o prefabricados.

22.1.2 El diseño y construcción de losas apoyadas en el terreno, como aceras o losas sobre el terreno, no está controlado por esta Norma, a menos que ellas transmitan cargas verticales o fuerzas laterales desde otras partes de la estructura al suelo.

22.1.3 En estructuras especiales, como arcos, estructuras subterráneas para servicios públicos, muros de gravedad, y muros de protección, las disposiciones de este capítulo deben controlar cuando sean aplicables.

22.2 LIMITACIONES

22.2.1 Las disposiciones de este capítulo deben aplicarse al diseño de elementos de concreto estructural simple, es decir aquellos sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

22.2.2 El uso del concreto simple estructural debe limitarse a (a), (b) o (c):

- (a) Elementos que están apoyados de manera continua sobre el suelo o que están apoyados sobre otros elementos estructurales capaces de proporcionarles un apoyo vertical continuo;
- (b) Elementos en los cuales el efecto de arco genera compresión bajo todas las condiciones de carga;
- (c) Muros y pedestales. Véase 22.6 y 22.8

No está permitido el uso de columnas de concreto estructural simple.

No está permitido el empleo de concreto simple en elementos estructurales sometidos a solicitaciones sísmicas que hayan sido determinadas en base a la capacidad de la estructura de disipar energía.

22.2.3 Este capítulo no controla el diseño e instalación de pilas y pilotes embebidos en el terreno que se han construido contra el suelo.

22.2.4 Resistencia mínima

La resistencia especificada del concreto simple para ser usado con fines estructurales medida a los 28 días no debe ser menor de 14 MPa.

Todos los materiales que se empleen para la fabricación del concreto simple (cemento, agregados, agua, aditivos, etc.) deberán cumplir los mismos requisitos que para concreto armado. Esta exigencia también será aplicable a la dosificación, ensayo de probetas cilíndricas, encofrados, colocación, curado, evaluación y aceptación del concreto.

22.3 JUNTAS

22.3.1 Deben proporcionarse juntas de contracción o aislamiento para dividir los elementos de concreto simple estructural en elementos discontinuos en flexión. El tamaño de cada elemento debe limitarse para controlar el desarrollo de esfuerzos internos excesivos dentro de cada elemento, causados por la restricción de los movimientos debidos a los efectos de flujo plástico, retracción y cambios de temperatura.

22.3.2 En la determinación del número y ubicación de las juntas de contracción o aislamiento debe prestarse atención a: influencia de las condiciones climáticas; selección y dosificación de materiales; mezclado, colocación y curado del concreto; grado de restricción al movimiento; esfuerzos debidos a las cargas a las cuales está sometido el elemento; y técnicas de construcción.

22.4 MÉTODO DE DISEÑO

- 22.4.1** Los elementos de concreto simple estructural deben diseñarse para tener una adecuada resistencia, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, usando los factores de amplificación de las cargas y las resistencias de diseño.
- 22.4.2** Las resistencias requeridas se determinarán de acuerdo con lo especificado en 9.2. El factor de reducción de resistencia será de 0,65 como se indica en 9.3.2.9.
- 22.4.3** Cuando la resistencia requerida excede a la resistencia de diseño, debe proporcionarse refuerzo y el elemento debe diseñarse como uno de concreto armado de acuerdo con los requisitos pertinentes de esta Norma.
- 22.4.4** El diseño por resistencia de elementos de concreto simple estructural para flexión y cargas axiales debe basarse en relaciones esfuerzo-deformación lineales, tanto en tracción como en compresión.
- 22.4.5** En el diseño de elementos de concreto estructural simple, se puede considerar la resistencia a tracción del concreto cuando se han seguido las disposiciones de 22.3.
- 22.4.6** No se debe asignar resistencia al refuerzo de acero que pudiera estar presente.
- 22.4.7** La tracción no debe transmitirse a través de los bordes exteriores, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se debe suponer continuidad a la flexión debida a tracción entre elementos adyacentes de concreto simple estructural.
- 22.4.8** Al calcular la resistencia a flexión, flexión y carga axial combinada, y cortante, debe considerarse en el diseño la sección completa de un elemento, excepto para el concreto vaciado contra el suelo en donde la altura o peralte del elemento deberá tomarse 50 mm menor que la dimensión real.

22.5 DISEÑO POR RESISTENCIA

- 22.5.1** El diseño de secciones transversales sometidas a flexión debe basarse en la siguiente ecuación:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (22-1)$$

donde:

$$M_n = 0,42 \sqrt{f'_c} S_m \quad (22-2)$$

si controla la tracción, y

$$M_n = 0,85 f'_c S_m \quad (22-3)$$

si controla la compresión, donde S_m es el módulo de sección correspondiente.

- 22.5.2** El diseño de secciones transversales sometidas a compresión debe basarse en la siguiente ecuación:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (22-4)$$

donde P_n se calcula como:

$$P_n = 0,60 f'_c \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] A_1 \quad (22-5)$$

donde A_1 es el área cargada.

- 22.5.3** Los elementos sometidos a una combinación de flexión y carga axial de compresión deben diseñarse de manera que en la cara de compresión:

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{Mu}{\phi Mn} \leq 1 \quad (22-6)$$

y en la cara de tracción:

$$\frac{Mu}{Sm} - \frac{Pu}{Ag} \leq 0,42 \phi \sqrt{f'c} \quad (22-7)$$

- 22.5.4** El diseño de secciones transversales rectangulares sometidas a cortante debe basarse en:

$$\phi Vn \geq Vu \quad (22-8)$$

donde Vn se calcula como:

$$Vn = 0,11 \sqrt{f'c} bwh \quad (22-9)$$

para la acción como viga, y como:

$$Vn = 0,11 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} boh \quad (22-10)$$

para la acción en dos direcciones, pero no mayor que $0,22 \sqrt{f'c} boh$. En la ecuación (22-10), β corresponde a la relación de lado largo a lado corto de la carga concentrada o del área de la reacción.

- 22.5.5** El diseño de superficies de apoyo sometidas a compresión debe basarse en:

$$\phi Bn \geq Bu \quad (22-11)$$

donde Bu es la carga de aplastamiento amplificada y Bn es la resistencia nominal al aplastamiento del área cargada $A1$, calculada como:

$$Bn = 0,85 f'c A1 \quad (22-12)$$

excepto cuando la superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada, caso en el cual Bn debe multiplicarse por $\sqrt{\frac{A2}{A1}}$, pero no por más de 2.

22.6 MUROS

- 22.6.1** Los muros de concreto simple estructural deben estar apoyados de manera continua en el terreno, en zapatas, en muros de cimentación, en vigas de cimentación, o en otros elementos estructurales capaces de proporcionar un apoyo vertical continuo.

- 22.6.2** Los muros de concreto simple estructural deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.

- 22.6.3** Los muros de concreto simple estructural deben diseñarse para una excentricidad correspondiente al momento máximo que puede acompañar a la carga axial, pero no menor de $0,10 h$. Si la resultante de todas las cargas amplificadas se ubica dentro del tercio central del espesor total del muro, el diseño debe realizarse de acuerdo con 22.5.3 ó 22.6.5. En caso contrario, los muros deben diseñarse de acuerdo con 22.5.3.

- 22.6.4** El diseño por cortante debe realizarse de acuerdo con 22.5.4.

22.6.5 Método empírico de diseño de muros

- 22.6.5.1** Los muros de concreto simple estructural de sección rectangular sólida se pueden diseñar por medio de la ecuación (22-13), siempre que la resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central del espesor total del muro.

22.6.5.2 El diseño de muros sometidos a cargas axiales de compresión debe basarse en:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (22-13)$$

donde P_n se calcula como:

$$P_n = 0,45 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (22-14)$$

22.6.6 Limitaciones

22.6.6.1 A menos que se demuestre mediante un análisis detallado, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no debe exceder la distancia entre los ejes de las cargas, ni el ancho de la zona de aplastamiento más dos veces el espesor del muro a cada lado.

22.6.6.2 Excepto en lo establecido en 22.6.6.3, el espesor de muros de carga no debe ser menor que un 1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor, ni que 150 mm.

22.6.6.3 El espesor de muros exteriores de sótano y de cimentación no debe ser menor que 200 mm.

22.6.6.4 Los muros deben estar arriostrados contra el desplazamiento lateral. Véase 22.3 y 22.4.7.

22.6.6.5 Se deben proporcionar no menos de dos barras de diámetro 5/8" alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Dichas barras deben extenderse al menos 600 mm más allá de las esquinas de las aberturas.

22.7 ZAPATAS

22.7.1 Las zapatas de concreto simple estructural deben diseñarse para las cargas amplificadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma y según lo indicado en 22.7.2 a la 22.7.8.

22.7.2 El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos en servicio transmitidos por la zapata al suelo y de las presiones admisibles del suelo determinadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.

22.7.3 No se permite el uso del concreto simple para zapatas sobre pilotes.

22.7.4 El espesor de las zapatas de concreto simple estructural no debe ser menor que 300 mm. Véase 22.4.8.

22.7.5 Los momentos amplificados máximos deben calcularse en:

- (a) En la cara de la columna, pedestal o muro, en zapatas que soporten a estos elementos.
- (b) A media distancia entre el eje y el borde del muro, en zapatas que soporten un muro de albañilería.
- (c) A la mitad de la distancia entre el borde de la columna y el borde de la plancha de acero en zapatas que soportan columnas con una plancha base de acero.

22.7.6 Cortante en zapatas de concreto simple

22.7.6.1 La fuerza cortante V_u debe calcularse de acuerdo con 22.7.6.2, con la sección crítica ubicada en la cara de la columna, pedestal o muro en zapatas que soporten estos elementos. En zapatas que soporten columnas con una plancha base de acero, la sección crítica debe ubicarse de acuerdo con lo definido en 22.7.5(c).

22.7.6.2 La resistencia de diseño, ϕV_n , de zapatas de concreto simple estructural, en las cercanías de cargas concentradas o reacciones, está controlada por la más restrictiva de las dos condiciones siguientes:

- (a) Acción como viga de la zapata, con la sección crítica extendiéndose a través de todo el ancho de la zapata y ubicada a una distancia h del borde de la carga concentrada o área de reacción. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la ecuación (22-9).
 - (b) Acción en dos direcciones de la zapata, con la sección crítica perpendicular al plano de la zapata y ubicada de manera que su perímetro b_o sea mínimo, pero no necesita estar más cerca que $0,5h$ del perímetro de la carga concentrada o área de carga. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la ecuación (22-10).
- 22.7.7** Para la ubicación de las secciones críticas de momento y cortante, se pueden tratar a las columnas con forma circular o de polígono regular, como elementos cuadrados con la misma área.
- 22.7.8** Las cargas de aplastamiento amplificadas, B_u , en el concreto en la superficie de contacto entre elementos soportantes y soportados no debe exceder, a la resistencia de diseño al aplastamiento, B_n , en ninguna de las dos superficies según lo indicado en 22.5.5.
- 22.8 PEDESTALES**
- 22.8.1** Los pedestales de concreto simple deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.
- 22.8.2** La relación entre la altura no apoyada y la menor dimensión lateral de pedestales de concreto simple no debe exceder de 3. Si en alguna de las caras la dimensión es variable se tomará el promedio.
- 22.8.3** La carga axial P_u , aplicada a pedestales de concreto simple no debe exceder la resistencia de diseño al aplastamiento, ϕB_n , dada en 22.5.5.
- 22.9 ELEMENTOS PREFABRICADOS**
- 22.9.1** El diseño de elementos prefabricados de concreto simple debe considerar todas las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.
- 22.9.2** Las limitaciones de 22.2 se aplican a los elementos prefabricados de concreto simple no sólo en su condición final sino también durante la fabricación, transporte y montaje.
- 22.9.3** Los elementos prefabricados deben ser conectados de manera segura para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.
- 22.9.4** Los elementos prefabricados deben estar adecuadamente arriostrados y apoyados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento y la integridad estructural hasta que se completen las conexiones definitivas.
- 22.10 CONCRETO CICLOPEO**
- 22.10.1 Definición**
- Se denomina concreto ciclópeo a aquel concreto simple que es colocado conjuntamente con piedra desplazadora y que tiene las siguientes características:
- (a) La resistencia mínima del concreto de la matriz será $f'_c = 10$ MPa.
 - (b) La piedra desplazadora no excederá del 30% del volumen total de concreto ciclópeo y será colocada de manera homogénea, debiendo quedar todos sus bordes embebidos en el concreto.
 - (c) La mayor dimensión de la piedra desplazadora no excederá de la mitad de la menor dimensión del elemento ni será mayor de 250 mm.

22.10.2 Limitaciones

- 22.10.2.1** El uso de este concreto estará limitado a cimientos corridos, sobrecimientos, muros de contención de gravedad y falsas zapatas.
- 22.10.2.2** En elementos en voladizo con una longitud mayor a la mitad de su peralte, será necesario verificar las resistencias en flexión y corte.
- 22.10.2.3** En el cálculo de las resistencias según 22.5 se utilizará un factor $\phi = 0,5$ y se utilizará, para el diseño, un valor de f'_c no mayor a 10 MPa.

SENCICO

ANEXO I
NORMAS CITADAS

• **NORMAS TÉCNICAS DE EDIFICACIÓN**

NTE E.020 – 2006	Cargas
NTE E.030 – 2006	Diseño Sismorresistente.
NTE E.070 – 2006	Albañilería

• **NORMAS TÉCNICAS PERUANAS (INDECOPI)**

NTP 334.009:2005	CEMENTOS. Cemento Portland. Requisitos.
NTP 334.051:2006	CEMENTOS. Método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión de morteros de Cemento Portland usando especímenes cúbicos de 50mm de lado. 4a ed.
NTP 334.082:2001	CEMENTOS. Cementos Portland adicionados. Especificación de la performance.
NTP 334.087:2008	CEMENTOS. Adicionales minerales en pastas, morteros y concretos; microsílíce. Especificaciones.
NTP 334.088:2006	CEMENTOS. Aditivos químicos en pastas, morteros y hormigón (concreto). Especificaciones.
NTP 334.089:1999	CEMENTOS. Aditivos incorporados de aire en pastas, morteros y hormigón (concreto). Especificaciones.
NTP 334.090:2007	CEMENTOS. Cementos Portland adicionados. Requisitos.
NTP 334.104:2001	CEMENTOS. Adiciones minerales del hormigón (concreto) puzolana natural cruda o calcinada y ceniza. Especificaciones.
NTP 334.148:2004	CEMENTOS. Método de ensayo normalizado para la determinación de cloruro de soluble en agua en mortero y concreto.
NTP 334.156:2006	CEMENTOS. Cemento Portland expansiva. Requisitos.
NTP 339.186:2008	HORMIGÓN (CONCRETO). Barras con resaltes y lisas de acero de baja aleación para hormigón (concreto) armado. Especificaciones. 2a. ed.
NTP 341.031:2008	HORMIGÓN (CONCRETO). Barras de acero al carbono con resaltes y lisas para hormigón (concreto) armado. Especificaciones. 3a. ed.
NTP 341.068:2008	HORMIGÓN (CONCRETO). Alambre de acero con resaltes para refuerzo del hormigón (concreto). Especificaciones. 2a. ed.
NTP 350.002:2008	HORMIGÓN (CONCRETO). Alambre soldado liso de acero para refuerzo del hormigón (concreto) Especificaciones. 2ª. ed.
NTP 400.037:2002	AGREGADOS. Especificaciones normalizadas para agregados en hormigón (concreto).

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM)

ASTM A 36M	"Standard Specification for Carbon Structural Steel"
ASTM A 53M	"Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless"
ASTM A 82	"Standard Specification for Steel Wire, Plain, for concrete Reinforcement"
ASTM A 184M	"Standard Specification for Fabricated Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement"
ASTM A 242M	"Standard Specification for High-Strength Low- Alloy Structural Steel"
ASTM A 416M	"Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete"
ASTM A 421M	"Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete"
ASTM A 497M	"Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement Deformed, for Concrete"
ASTM A 500	"Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes"
ASTM A 501	"Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing"
ASTM A 572M	"Standard Specification for High-Strength Low- Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel"
ASTM A 588M	"Standard Specification for High-Strength Structural Steel with 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point to 4 in. [100 mm.] Thick"
ASTM A 706M	"Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement"
ASTM A 767M	"Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement"
ASTM A 722M	"Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressed Concrete"
ASTM A 775M	"Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars"
ASTM A 884M	"Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement"
ASTM A 934M	"Standard Specification for Epoxy- Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars"
ASTM A 992M	"Standard Specification for Structural Steel Shapes"
ASTM C 31M	"Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field"
ASTM C 33	"Standard Specification for Concrete Aggregates"
ASTM C 39M	"Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens",

- ASTM C 42M "Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete"
- ASTM C 94M "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete"
- ASTM C 144 "Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar"
- ASTM C 172 "Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete"
- ASTM C 192M "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory"
- ASTM C 330 "Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete"
- ASTM C 496M "Strength of Cylindrical Concrete Specimens"
- ASTM C 567 "Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete"
- ASTM C 685M "Standard Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing"
- ASTM C 989 "Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars"
- ASTM C 1017M "Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete"
- AMERICAN WELDING SOCIETY (AWS)
 - ANSI/AWS D1.4 "Structural Welding Code – Reinforcing Steel"

ANEXO II

EQUIVALENCIA DE FÓRMULAS EN EL SISTEMA MKS (kgf, cm, kgf/cm²)

1 kN (kilonewton) \approx 10 kgf

1 MPa (megapascal) \approx 10 kgf/cm²

$\sqrt{f'c}$ en MPa \approx 3.19 $\sqrt{f'c}$ kgf/cm²

1 kN/mm \approx 1000 kgf/cm

$$(5-2) \quad f'cr = f'c + 2,33 Ss - 35$$

$$(8-2) \quad Ec = (wc)^{1,5} 0,136 \sqrt{f'c}$$

$$(8-3) \quad Ec = 15000 \sqrt{f'c}$$

$$(9-12) \quad fr = 2 \sqrt{f'c}$$

$$(9-16) \quad h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{fy}{14000} \right)}{36 + 5\beta (\alpha m - 0,2)}$$

$$(9-17) \quad h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{fy}{14000} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$(9-20) \quad s \leq 38 \left(\frac{2500}{fs} \right) - 2,5 Cc$$

$$(9-21) \quad s \leq 30 \left(\frac{2500}{fs} \right)$$

$$(num. 10-5-1) \quad fr = 2 \sqrt{f'c}$$

$$(10-3) \quad As \text{ min} = \frac{0,7 \sqrt{f'c}}{fy} bw d$$

(num. 11.1.2) los valores de $\sqrt{f'c}$ usados en este Capítulo no deben exceder de 26,4 kg/cm², excepto en lo permitido en 11.1.2.1.

$$(11-3) \quad Vc = 0,53 \sqrt{f'c} bw d$$

$$(11-4) \quad Vc = 0,53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) bw d$$

$$(11-5) \quad V_c = (0,50\sqrt{f'c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{Mu}) bwd$$

pero no mayor que $0,93\sqrt{f'c} bwd$

$$(11-7) \quad V_c = 0,93\sqrt{f'c} bwd \sqrt{1 + \frac{Nu}{35Ag}}$$

$$(11-8) \quad V_c = 0,53\sqrt{f'c} \left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right) bwd$$

$$(11-9) \quad V_c = \left(0,16\sqrt{f'c} + 49 \frac{V_u dp}{Mu}\right) bwd$$

$$(11-10) \quad V_{ci} = 0,16\sqrt{f'c} bw dp + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$

$$(11-11) \quad M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_t}\right) (1,6\sqrt{f'c} + f_{pe} - fd)$$

No hay necesidad de tomar V_{ci} menor que $0,45\sqrt{f'c} bwd$

$$(11-12) \quad V_{cw} = (0,93\sqrt{f'c} + 0,3 f_{pc}) bw dp + V_p$$

...que produce un esfuerzo principal de tracción de $1,1\sqrt{f'c}$ en el eje central del elemento...

(num. 11.5.5.3) Donde V_s sobrepasa $1,1\sqrt{f'c} bwd$, las separaciones máximas dadas en 11.5.5.1 y 11.5.5.2 se deben reducir a la mitad.

$$(11-13) \quad A_v \min = 0,2 \sqrt{f'c} \frac{bw s}{f_{yt}}$$

pero no debe ser menor que $3,5 \frac{bws}{f_{yt}}$

$$(11-17) \quad V_s = A_v f_{yt} \sin \alpha$$

pero no mayor que $0,80\sqrt{f'c} bwd$

(num. 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar V_s mayor que $2,1\sqrt{f'c} bwd$

$$(num. 11.6.1) \quad (a) \quad \phi 0,27\sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

$$(b) \quad \phi 0,27\sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\sqrt{f'c}}}$$

(num. 11.6.2.2)

(c) $\phi 0,27 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{Ag \sqrt{f'_c}}}$

(a) $\phi 1,1 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$

(b) $\phi 1,1 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_p c}{\sqrt{f'_c}}}$

(c) $\phi 1,1 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{Ag \sqrt{f'_c}}}$

(11-18)
$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2,1 \sqrt{f'_c} \right)$$

(11-19)
$$\left(\frac{Vu}{bw d} \right) + \left(\frac{Tu Ph}{1,7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2,1 \sqrt{f'_c} \right)$$

(11-23)
$$(Av + 2At) = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{bw s}{f_y t}$$

pero no debe ser menor de $\frac{3,5 bw s}{f_y t}$

(11-24)
$$A_{\ell, \min} = \frac{1,33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s} \right) Ph \frac{f_y t}{f_y}$$

donde $\frac{At}{s}$ no debe tomarse menor que $\frac{1,75 bw}{f_y t}$

(num. 11.7.5) V_n no debe tomarse mayor que el menor de $0,2 f'_c A_c$ y $55 A_c$

(11-27)
$$V_n \leq 2,6 \sqrt{f'_c} bw d$$

(11-28)
$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} bw d$$

(num. 11.9.3.2.1) Para concreto de densidad normal, V_n no debe tomarse mayor que el menor de $0,2 f'_c bw d$ ó $55 bw d$

(num. 11.9.3.2.2) Para concreto liviano en todos sus componentes o concreto liviano con arena de peso normal, V_n no debe tomarse mayor que el menor de $(0,2 - 0,07 av/d) f'_c bw d$ ó $(55 - 19 av/d) bw d$

- (num. 11.10.4) $V_n \leq 2,6 \sqrt{f_c} A_{cw}$
- (num. 11.10.5) donde el coeficiente α_c es 0,80 para $[h_m / \ell_m] \leq 1,5$; 0,53 para $[h_m / \ell_m] \geq 2,0$ y varia linealmente entre 0,80 y 0,53 para $[h_m / \ell_m]$ entre 1,5 y 2,0.
- (num..10.6) ...el valor de V_c obtenido de la ecuación (11-30) se multiplicará por el factor $(1 - \frac{Nu}{35 A_g}) \geq 0$, donde $\frac{Nu}{A_g}$ debe expresarse en Kg/cm².
- (num. 11.10.7) Donde V_u sea menor que $0,27 \sqrt{f_c} A_{cw}$...
- (num. 11.10.8) Donde V_u sea menor que $0,27 \sqrt{f_c} A_{cw}$...
- (11-33) $V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_c} b_o d$
- (11-34) $V_c = 0,27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c} b_o d$
- (11-35) $V_c = 1,06 \sqrt{f_c} b_o d$
- (11-36) $V_c = (3,19 \beta_p \sqrt{f_c} + 0,3 f_{pc}) b_o d + V_p$
- (num. 11.12.2.2) (b) el valor de $\sqrt{f_c}$ utilizado en la ecuación (11-36) no debe tomarse mayor que 5 kg/cm².
- (num. 11.12.3.1) V_n debe calcularse con la ecuación (11-2), donde V_c no debe tomarse mayor que $0,53 \sqrt{f_c} b_o d$...
- (num. 11.12.3.2) V_n no debe considerarse mayor que $1,6 \sqrt{f_c} b_o d$
- (num. 11.12.6.2) ... El esfuerzo cortante debido a la fuerza cortante y momento amplificados no debe exceder de $0,53 \sqrt{f_c}$ en la sección ...
- (num. 12.1.2) los valores de $\sqrt{f_c}$ usados en este Capítulo no deben exceder de 26,4 kg/cm².

TABLA 12.1
LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN

Condiciones	Alambres corrugados o barras de 3/4" y menores	Barras de 7/8" y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor...	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{8,2 \sqrt{f'c}} \right) db$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{6,6 \sqrt{f'c}} \right) db$

$$(12-1) \quad \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{3,5 \sqrt{f'c} \left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)} \right) db$$

$$(12-2) \quad K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105 s n}$$

(num. 12.3.2) Para las barras corrugadas y alambres corrugados, ℓ_{dc} debe tomarse como el mayor entre $(0,075 f_y / \sqrt{f'c}) db$ y $(0,0044 f_y) db$, donde la constante 0,0044 tiene la unidad de cm^2/kg .

(num. 12.5.2) Para las barras corrugadas, ℓ_{dg} debe ser $(0,075 \Psi_e \lambda f_y / \sqrt{f'c}) db \dots$

(num. 12.7.2) ... el factor para refuerzo electrosoldado de alambre debe tomarse como el mayor de:

$$\frac{(f_y - 2400)}{f_y} \quad \text{ó} \quad \left(\frac{5 db}{s} \right)$$

$$(12-3) \quad \ell_d = \left(\frac{A_b}{s} \right) \left(\frac{f_y}{\sqrt{f'c}} \right) \lambda$$

$$(12-4) \quad \ell_d = \left(\frac{f_{se}}{210} \right) db + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{70} \right) db$$

(num. 12.13.1.2) Para estribos de 3/4", 7/8" y 1" con f_{yt} mayor que 2800 kg/cm^2 , un gancho de estribo estándar abrazando una barra longitudinal mas una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0,053 db f_{yt} / \sqrt{f'c}$

- (num. 12.16.1) La longitud de un empalme por traslape en compresión, ℓ_{dc} , debe ser de $0,071 f_y db$, para f_y igual a 4200 kg/cm^2 o menor, ó $(0,013 f_y - 24) db$ para f_y mayor que 4200 kg/cm^2 , pero no debe ser menor que 300 mm .
- (num. 17.5.3.2) ... V_{nh} no debe tomarse mayor a $5,5 bvd$.
- (num.17.5.3.3) ... V_{nh} debe tomarse igual a $(18 + 0,6 \rho_v f_y) \lambda bvd$, pero no mayor que $35 bvd$
- (num.17.5.3.4) Donde V_u en la sección bajo consideración excede de $\phi (3,5 bvd)$, el diseño por cortante horizontal debe hacerse de acuerdo con 11.7.4.
- (num. 18.3.3) (a) Clase U: $f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$
 (b) Clase T: $2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3,2\sqrt{f'_c}$
- Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como clase U, con $f_t \leq 1,6\sqrt{f'_c}$
- (num. 18.4.1) (a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión..... $0,60 f_{ci}$
 (b) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción, salvo lo permitido a (c)..... $0,8\sqrt{f_{ci}}$
 (c) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados... $1,6\sqrt{f_{ci}}$
- (18-4) $f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$
 pero f_{ps} en la ecuación (18-4) no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $f_{se} + 4200$
- (18-5) $f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$
 Pero f_{ps} en la ecuación (18-5) no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $f_{se} + 2100$.
- (num. 18.9.3.1) No se requiere refuerzo adherido en las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción es la fibra extrema en tracción de la zona de tracción precomprimida al nivel de cargas de servicio, f_t , (después de considerar todas las pérdidas de preesforzado), no excede $0,53\sqrt{f'_c}$.
- (num. 18.9.3.2) En las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0,53\sqrt{f'_c}$...

- (num. 18.13.4.1) ... El esfuerzo nominal de tracción del refuerzo no adherido presforzado para resistir las fuerzas de tracción en las zonas de anclaje debe estar limitado a $f_{ps} = f_{se} + 700$ en kg/cm^2 .
- (num. 19.4.10) ... Cuando el esfuerzo membranal principal de tracción sobre el área total de concreto, debido a cargas amplificadas, excede de $1,06\phi\sqrt{f'c}$, el refuerzo no debe espaciarse a más de tres veces el espesor de la cáscara.
- (num. 21.7.4.1) Para nudos confinados en las cuatro caras: $5,3\sqrt{f'c} A_j$
 Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas : $4,0\sqrt{f'c} A_j$
 Para otros casos: $3,2\sqrt{f'c} A_j$
- (num. 21.9.4.3) b) O cuando la fuerza cortante V_u excede $0,53 A_{cv}\sqrt{f'c}$
- (num. 21.9.6.5) ... Esta disposición podrá limitarse a las secciones de muro en las cuales el esfuerzo en la fibra extrema en tracción, ocasionado por la acción conjunta de P_u y M_u , exceda de $2,0\sqrt{f'c}$.
- (num. 21.9.9.3) Las vigas de acople con una relación de aspecto $\left(\frac{\ell_n}{h}\right) < 2$ con una fuerza cortante V_u que exceda de $1,04 A_{cv}\sqrt{f'c}$...
- (num. 21.9.9.4) Para cualquier relación de aspecto, V_n no debe suponerse mayor que $2,6 A_{cv}\sqrt{f'c}$...
- (21-8) $V_n = 2 A_v d f_y \text{ sen}\alpha \leq 2,6 A_{cv}\sqrt{f'c}$
- (21-9) $V_n = A_{cv}(0,53\sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$
- (num. 21.11.7.3) La resistencia nominal al cortante no debe exceder de $2,1 A_{cv}\sqrt{f'c}$...
- (22-2) $M_n = 1,33\sqrt{f'c} S_m$
- (22-7) $\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq 1,33\phi\sqrt{f'c}$
- (22-9) $V_n = 0,35\sqrt{f'c} b_w h$
- (22-10) $V_n = 0,35\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'c} b_o h \leq 0,70\sqrt{f'c} b_o h$

ANEXO 14: NORMA E.070

NORMA E.070

ALBAÑILERÍA

ÍNDICE DE FÓRMULAS Y VALORES DE DISEÑO

FÓRMULA o VALOR DE DISEÑO	Artículo
Resistencia característica de la albañilería (f_m, v_m)	13.7
Espesor efectivo mínimo de los muros portantes (t)	19.1a
Esfuerzo axial máximo permitido en los muros portantes	19.1b
Resistencia admisible en la albañilería por carga concentrada coplanar o resistencia al aplastamiento	19.1c
Densidad mínima de muros reforzados	19.2b
Módulo de elasticidad de la albañilería (E_m)	24.7
Fuerza cortante admisible en los muros ante el sismo moderado	26.2
Fuerza cortante de agrietamiento diagonal o resistencia al corte (V_m)	26.3
Resistencia al corte mínima del edificio ante sismos severos	26.4
Refuerzo horizontal mínimo en muros confinados	27.1
Carga sísmica perpendicular al plano de los muros	29.6
Momento flector por carga sísmica ortogonal al plano de los muros	29.7
Esfuerzo admisible de la albañilería por flexocompresión	30.7
Esfuerzo admisible de la albañilería en tracción por flexión	30.7
Factores de seguridad contra el volteo y deslizamiento de los cercos	31.6
Resistencia de un tabique ante acciones sísmicas coplanares	33.4

**CAPÍTULO 1
ASPECTOS GENERALES**

Artículo 1.- ALCANCE

1.1. Esta Norma establece los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la inspección de las edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados.

1.2. Para estructuras especiales de albañilería, tales como arcos, chimeneas, muros de contención y reservorios, las exigencias de esta Norma serán satisfechas en la medida que sean aplicables.

1.3. Los sistemas de albañilería que estén fuera del alcance de esta Norma, deberán ser aprobados mediante Resolución del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento luego de ser evaluados por SENCICO.

Artículo 2.- REQUISITOS GENERALES

2.1. Las construcciones de albañilería serán diseñadas por métodos racionales basados en los principios es-

tablecidos por la mecánica y la resistencia de materiales. Al determinarse los esfuerzos en la albañilería se tendrá en cuenta los efectos producidos por las cargas muertas, cargas vivas, sismos, vientos, excentricidades de las cargas, torsiones, cambios de temperatura, asentamientos diferenciales, etc. El análisis sísmico contemplará lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, así como las especificaciones de la presente Norma.

2.2. Los elementos de concreto armado y de concreto ciclópeo satisfarán los requisitos de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, en lo que sea aplicable.

2.3. Las dimensiones y requisitos que se estipulan en esta Norma tienen el carácter de mínimos y no eximen de manera alguna del análisis, cálculo y diseño correspondiente, que serán los que deben definir las dimensiones y requisitos y usarse de acuerdo con la función real de los elementos y de la construcción.

2.4. Los planos y especificaciones indicarán las dimensiones y ubicación de todos los elementos estructurales, del acero de refuerzo, de las instalaciones sanitarias y eléctricas en los muros; las precauciones para tener en cuenta la variación de las dimensiones producidas por deformaciones diferidas, contracciones, cambios de temperatura y asentamientos diferenciales; las características de la unidad de albañilería, del mortero, de la albañilería, del concreto, del acero de refuerzo y de todo otro material requerido; las cargas que definen el empleo de la edificación; las juntas de separación sísmica; y, toda otra información para la correcta construcción y posterior utilización de la obra.

2.5. Las construcciones de albañilería podrán clasificarse como «tipo resistente al fuego» siempre y cuando todos los elementos que la conforman cumplan los requisitos de esta Norma, asegurando una resistencia al fuego mínima de cuatro horas para los muros portantes y los muros perimetrales de cierre, y de dos horas para la tabiquería.

2.6. Los tubos para instalaciones secas: eléctricas, telefónicas, etc. sólo se alojarán en los muros cuando los tubos correspondientes tengan como diámetro máximo 55 mm. En estos casos, la colocación de los tubos en los muros se hará en cavidades dejadas durante la construcción de la albañilería que luego se rellenarán con concreto, o en los alvéolos de la unidad de albañilería. En todo caso, los recorridos de las instalaciones serán siempre verticales y por ningún motivo se picará o se recortará el muro para alojarlas.

2.7. Los tubos para instalaciones sanitarias y los tubos con diámetros mayores que 55 mm, tendrán recorridos fuera de los muros portantes o en falsas columnas y se alojarán en ductos especiales, o en muros no portantes.

2.8. Como refuerzo estructural se utilizará barras de acero que presenten comportamiento dúctil con una elongación mínima de 9%. Las cuantías de refuerzo que se presentan en esta Norma están asociadas a un esfuerzo de fluencia $f_y = 412 \text{ MPa}$ (4200 Kg/cm^2), para otras situaciones se multiplicará la cuantía especificada por $412/f_y$ (en MPa) ó $4200/f_y$ (en kg/cm^2).

2.9. Los criterios considerados para la estructuración deberán ser detallados en una memoria descriptiva estructural tomando en cuenta las especificaciones del Capítulo 6

CAPÍTULO 2 DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

Artículo 3. DEFINICIONES

3.1. **Albañilería o Mampostería.** Material estructural compuesto por «unidades de albañilería» asentadas con mortero o por «unidades de albañilería» apiladas, en cuyo caso son integradas con concreto líquido.

3.2. **Albañilería Armada.** Albañilería reforzada interiormente con varillas de acero distribuidas vertical y horizontalmente e integrada mediante concreto líquido, de tal manera que los diferentes componentes actúen conjuntamente para resistir los esfuerzos. A los muros de Albañilería Armada también se les denomina Muros Armados.

3.3. **Albañilería Confinada.** Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerará como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel.

3.4. **Albañilería No Reforzada.** Albañilería sin refuerzo (Albañilería Simple) o con refuerzo que no cumple con los requisitos mínimos de esta Norma.

3.5. **Albañilería Reforzada o Albañilería Estructural.** Albañilería armada o confinada, cuyo refuerzo cumple con las exigencias de esta Norma.

3.6. **Altura Efectiva.** Distancia libre vertical que existe entre elementos horizontales de arriostre. Para los muros que carecen de arriostres en su parte superior, la altura efectiva se considerará como el doble de su altura real.

3.7. **Arriostre.** Elemento de refuerzo (horizontal o vertical) o muro transversal que cumple la función de proveer estabilidad y resistencia a los muros portantes y no portantes sujetos a cargas perpendiculares a su plano.

3.8. **Borde Libre.** Extremo horizontal o vertical no arriostrado de un muro.

3.9. **Concreto Líquido o Grout.** Concreto con o sin agregado grueso, de consistencia fluida.

3.10. **Columna.** Elemento de concreto armado diseñado y construido con el propósito de transmitir cargas horizontales y verticales a la cimentación. La columna puede funcionar simultáneamente como arriostre o como confinamiento.

3.11. **Confinamiento.** Conjunto de elementos de concreto armado, horizontales y verticales, cuya función es la de proveer ductilidad a un muro portante.

3.12. **Construcciones de Albañilería.** Edificaciones cuya estructura está constituida predominantemente por muros portantes de albañilería.

3.13. **Espesor Efectivo.** Es igual al espesor del muro sin tarrajeo u otros revestimientos descontando la profundidad de bruñas u otras indentaciones. Para el caso de los muros de albañilería armada parcialmente rellenos de concreto líquido, el espesor efectivo es igual al área neta de la sección transversal dividida entre la longitud del muro.

3.14. **Muro Arriostrado.** Muro provisto de elementos de arriostre.

3.15. **Muro de Arriostre.** Muro portante transversal al muro al que provee estabilidad y resistencia lateral.

3.16. **Muro No Portante.** Muro diseñado y construido en forma tal que sólo lleva cargas provenientes de su peso propio y cargas transversales a su plano. Son, por ejemplo, los parapetos y los cercos.

3.17. **Muro Portante.** Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical.

3.18. **Mortero.** Material empleado para adherir horizontal y verticalmente a las unidades de albañilería.

3.19. **Placa.** Muro portante de concreto armado, diseñado de acuerdo a las especificaciones de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.

3.20. **Plancha.** Elemento perforado de acero colocado en las hiladas de los extremos libres de los muros de albañilería armada para proveerles ductilidad.

3.21. **Tabique.** Muro no portante de carga vertical, utilizado para subdividir ambientes o como cierre perimetral.

3.22. **Unidad de Albañilería.** Ladrillos y bloques de arcilla cocida, de concreto o de sílice-cal. Puede ser sólida, hueca, alveolar ó tubular.

3.23. **Unidad de Albañilería Alveolar.** Unidad de Albañilería Sólida o Hueca con alvéolos o celdas de tamaño suficiente como para alojar el refuerzo vertical. Estas unidades son empleadas en la construcción de los muros armados.

3.24. **Unidad de Albañilería Apilable.** Es la unidad de Albañilería alveolar que se asienta sin mortero.

3.25. **Unidad de Albañilería Hueca.** Unidad de Albañilería cuya sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área equivalente menor que el 70% del área bruta en el mismo plano.

3.26. **Unidad de Albañilería Sólida (o Maciza)** Unidad de Albañilería cuya sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área igual o mayor que el 70% del área bruta en el mismo plano.

3.27. **Unidad de Albañilería Tubular (o Pandereta).** Unidad de Albañilería con huecos paralelos a la superficie de asiento.

3.28. **Viga Solera.** Viga de concreto armado vaciado sobre el muro de albañilería para proveerle arriostre y confinamiento.

Artículo 4.- NOMENCLATURA

- A = área de corte correspondiente a la sección transversal de un muro portante.
- A_c = área bruta de la sección transversal de una columna de confinamiento.
- A_{cy} = área de una columna de confinamiento por corte fricción.
- A_n = área del núcleo confinado de una columna descontando los recubrimientos.
- A_v = área del acero vertical u horizontal.
- A_{vy} = área del acero vertical por corte fricción en una columna de confinamiento.
- A_{mv} = área del acero vertical por tracción en una columna de confinamiento.
- A_s = área de estribos cerrados.
- d = peralte de una columna de confinamiento (en la dirección del sismo).
- D_b = diámetro de una barra de acero.
- e = espesor bruto de un muro.
- E_c = módulo de elasticidad del concreto.
- E_m = módulo de elasticidad de la albañilería.
- f_b = resistencia característica a compresión axial de las unidades de albañilería.
- f_c = resistencia a compresión axial del concreto o del «grout» a los 28 días de edad.
- f_m = resistencia característica a compresión axial de la albañilería.
- f_i = esfuerzo admisible a tracción por flexión de la albañilería.
- f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- G_m = módulo de corte de la albañilería.
- h = altura de entrepiso o altura del entrepiso agrietado correspondiente a un muro confinado.
- I = momento de inercia correspondiente a la sección transversal de un muro.
- L = longitud total del muro, incluyendo las columnas de confinamiento (si existiesen).
- L_m = longitud del paño mayor en un muro confinado, ó 0,5 L; lo que sea mayor.
- L_t = longitud tributaria de un muro transversal al que está en análisis.
- M_e = momento flector en un muro obtenido del análisis elástico ante el sismo moderado.
- M_u = momento flector en un muro producido por el sismo severo.
- N = número de pisos del edificio o número de pisos de un pórtico.
- N_c = número total de columnas de confinamiento. $N_c \geq 2$. Ver la Nota 1.
- P = peso total del edificio con sobrecarga reducida según se especifica en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- P_g = carga gravitacional de servicio en un muro, con sobrecarga reducida.
- P_c = carga vertical de servicio en una columna de confinamiento.
- P_e = carga axial sísmica en un muro obtenida del análisis elástico ante el sismo moderado.
- P_m = carga gravitacional máxima de servicio en un muro, metrada con el 100% de sobrecarga.
- P_u = carga axial en un muro en condiciones de sismo severo.
- P_t = carga de gravedad tributaria proveniente del muro transversal al que está en análisis.
- s = separación entre estribos, planchas, o entre refuerzos horizontales o verticales.
- S = factor de suelo especificado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
- t = espesor efectivo del muro.
- t_n = espesor del núcleo confinado de una columna correspondiente a un muro confinado.
- U = factor de uso o importancia, especificado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
- V_c = fuerza cortante absorbida por una columna de confinamiento ante el sismo severo.
- V_e = fuerza cortante en un muro, obtenida del análisis elástico ante el sismo moderado.
- V_{Ei} = fuerza cortante en el entrepiso «i» del edificio producida por el sismo severo.
- V_{ui} = fuerza cortante producida por el sismo severo en el entrepiso «i» de uno de los muros.
- V_m = resistencia al corte en el entrepiso «i» de uno de los muros.

- v_m = resistencia característica de la albañilería al corte obtenida de ensayos de muretes a compresión diagonal.
- Z = factor de zona sísmica especificado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
- \mathcal{S} = factor de confinamiento de la columna por acción de muros transversales.
- $\mathcal{S} = 1$, para columnas de confinamiento con dos muros transversales.
- $\mathcal{S} = 0,8$, para columnas de confinamiento sin muros transversales o con un muro transversal.
- ϕ = coeficiente de reducción de resistencia del concreto armado (ver la Nota 2).
- $\phi = 0,9$ (flexión o tracción pura).
- $\phi = 0,85$ (corte fricción o tracción combinada con corte-fricción).
- $\phi = 0,7$ (compresión, cuando se use estribos cerrados).
- $\phi = 0,75$ (compresión, cuando se use zunchos en la zona confinada).
- ρ = cuantía del acero de refuerzo = $A_v / (s.t)$.
- σ = esfuerzo axial de servicio actuante en un muro = $P_u / (t.L)$.
- σ_x = $P_m / (t.L)$ = esfuerzo axial máximo en un muro.
- μ = coeficiente de fricción concreto endurecido - concreto.

Nota 1: En muros confinados de un paño sólo existen columnas extremas ($N_c = 2$); en ese caso: $L_m = L$

Nota 2: El factor « ϕ » para los muros armados se proporciona en el Artículo 28 (28.3).

**CAPÍTULO 3
COMPONENTES DE LA ALBAÑILERÍA**

Artículo 5.- UNIDAD DE ALBAÑILERÍA

5.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

- a) Se denomina ladrillo a aquella unidad cuya dimensión y peso permite que sea manipulada con una sola mano. Se denomina bloque a aquella unidad que por su dimensión y peso requiere de las dos manos para su manipuleo.
- b) Las unidades de albañilería a las que se refiere esta norma son ladrillos y bloques en cuya elaboración se utiliza arcilla, sílice-cal o concreto, como materia prima.
- c) Estas unidades pueden ser sólidas, huecas, alveolares o tubulares y podrán ser fabricadas de manera artesanal o industrial.
- d) Las unidades de albañilería de concreto serán utilizadas después de lograr su resistencia especificada y su estabilidad volumétrica. Para el caso de unidades curadas con agua, el plazo mínimo para ser utilizadas será de 28 días.

5.2. CLASIFICACIÓN PARA FINES ESTRUCTURALES

Para efectos del diseño estructural, las unidades de albañilería tendrán las características indicadas en la Tabla 1.

TABLA 1 CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES					
CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSIÓN (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f_c mínimo en MPa (kg/cm ²) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6 (180)
Bloque P ⁽¹⁾	± 4	± 3	± 2	4	4,9 (50)
Bloque NP ⁽²⁾	± 7	± 6	± 4	8	2,0 (20)

(1) Bloque usado en la construcción de muros portantes
(2) Bloque usado en la construcción de muros no portantes

5.3. LIMITACIONES EN SU APLICACIÓN

El uso o aplicación de las unidades de albañilería estará condicionado a lo indicado en la Tabla 2. Las zonas sísmicas son las indicadas en la NTE E.030 Diseño Sísmorresistente.

TIPO	ZONA SÍSMICA 2 Y 3		ZONA SÍSMICA 1
	Muro portante en edificios de 4 pisos a más	Muro portante en edificios de 1 a 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Sólido Artesanal *	Nb	Sí, hasta dos pisos	Sí
Sólido Industrial	Sí	Sí	Sí
Alveolar	Sí Celdas totalmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout
Hueca	Nb	Nb	Sí
Tubular	Nb	Nb	Sí, hasta 2 pisos

*Las limitaciones indicadas establecen condiciones mínimas que pueden ser excepcionadas con el respaldo de un informe y memoria de cálculo sustentada por un ingeniero civil.

5.4. PRUEBAS

a) **Muestreo.** El muestreo será efectuado a pie de obra. Por cada lote compuesto por hasta 50 millares de unidades se seleccionará al azar una muestra de 10 unidades, sobre las que se efectuarán las pruebas de variación de dimensiones y de alabeo. Cinco de estas unidades se ensayarán a compresión y las otras cinco a absorción.

b) **Resistencia a la Compresión.** Para la determinación de la resistencia a la compresión de las unidades de albañilería, se efectuará los ensayos de laboratorio correspondientes, de acuerdo a lo indicado en las Normas NTP 399.613 y 399.604.

La resistencia característica a compresión axial de la unidad de albañilería (f_b) se obtendrá restando una desviación estándar al valor promedio de la muestra.

c) **Variación Dimensional.** Para la determinación de la variación dimensional de las unidades de albañilería, se seguirá el procedimiento indicado en las Normas NTP 399.613 y 399.604.

d) **Alabeo.** Para la determinación del alabeo de las unidades de albañilería, se seguirá el procedimiento indicada en la Norma NTP 399.613.

e) **Absorción.** Los ensayos de absorción se harán de acuerdo a lo indicado en las Normas NTP 399.604 y 399.613.

5.5. ACEPTACIÓN DE LA UNIDAD

a) Si la muestra presentase más de 20% de dispersión en los resultados (coeficiente de variación), para unidades producidas industrialmente, o 40 % para unidades producidas artesanalmente, se ensayará otra muestra y de persistir esa dispersión de resultados, se rechazará el lote.

b) La absorción de las unidades de arcilla y sílico calcáreas no será mayor que 22%. El bloque de concreto clase, tendrá una absorción no mayor que 12% de absorción. La absorción del bloque de concreto NP, no será mayor que 15%.

c) El espesor mínimo de las caras laterales correspondientes a la superficie de asentado será 25 mm para el Bloque clase P y 12 mm para el Bloque clase NP.

d) La unidad de albañilería no tendrá materias extrañas en sus superficies o en su interior, tales como guijarros, conchuelas o nódulos de naturaleza calcárea.

e) La unidad de albañilería de arcilla estará bien cocida, tendrá un color uniforme y no presentará vitrificaciones. Al ser golpeada con un martillo, u objeto similar, producirá un sonido metálico.

f) La unidad de albañilería no tendrá resquebraaduras, fracturas, hendiduras grietas u otros defectos similares que degraden su durabilidad o resistencia.

g) La unidad de albañilería no tendrá manchas o vetas blanquecinas de origen salitroso o de otro tipo.

Artículo 6.- MORTERO

6.1. DEFINICIÓN. El mortero estará constituido por una mezcla de aglomerantes y agregado fino a los cuales se

añadirá la máxima cantidad de agua que proporcione una mezcla trabajable, adhesiva y sin segregación del agregado. Para la elaboración del mortero destinado a obras de albañilería, se tendrá en cuenta lo indicado en las Normas NTP 399.607 y 399.610.

6.2. COMPONENTES

a) Los materiales aglomerantes del mortero pueden ser:

- Cemento Portland tipo I y II, NTP 334.009
- Cemento Adicionado IP, NTP 334.830
- Una mezcla de cemento Portland o cemento adicionado y cal hidratada normalizada de acuerdo a la NTP 339.002.

b) El agregado fino será arena gruesa natural, libre de materia orgánica y sales, con las características indicadas en la Tabla 3. Se aceptarán otras granulometrías siempre que los ensayos de pilas y muretes (Capítulo 5) proporcionen resistencias según lo especificado en los planos.

**TABLA 3
GRANULOMETRÍA DE LA ARENA GRUESA**

MALLA ASTM	% QUE PASA
N° 4 (4,75 mm)	100
N° 8 (2,36 mm)	95 a 100
N° 16 (1,18 mm)	70 a 100
N° 30 (0,60 mm)	40 a 75
N° 50 (0,30 mm)	10 a 35
N° 100 (0,15 mm)	2 a 15
N° 200 (0,075 mm)	Menos de 2

•No deberá quedar retenido más del 50% de arena entre dos mallas consecutivas.

•El módulo de fineza estará comprendido entre 1,6 y 2,5.

•El porcentaje máximo de partículas quebradizas será: 1% en peso.

•No deberá emplearse arena de mar.

c) El agua será potable y libre de sustancias deletéreas, ácidos, álcalis y materia orgánica.

6.3. CLASIFICACIÓN PARA FINES ESTRUCTURALES. Los morteros se clasifican en: tipo P, empleado en la construcción de los muros portantes; y NP, utilizado en los muros no portantes (ver la Tabla 4).

6.4. PROPORCIONES. Los componentes del mortero tendrán las proporciones volumétricas (en estado suelto) indicadas en la Tabla 4

**TABLA 4
TIPOS DE MORTERO**

TIPO	COMPONENTES			USOS
	CEMENTO	CAL	ARENA	
P1	1	0 a 1/4	3 a 3 1/2	Muros Portantes
P2	1	0 a 1/2	4 a 5	Muros Portantes
NP	1	-	Hasta 6	Muros No Portantes

a) Se podrán emplear otras composiciones de morteros, morteros con cementos de albañilería, o morteros industriales (embolsado o pre-mezclado), siempre y cuando los ensayos de pilas y muretes (Capítulo 5) proporcionen resistencias iguales o mayores a las especificadas en los planos y se asegure la durabilidad de la albañilería.

b) De no contar con cal hidratada normalizada, especificada en el Artículo 6 (6.2°), se podrá utilizar mortero sin cal respetando las proporciones cemento-arena indicadas en la Tabla 4.

Artículo 7.- CONCRETO LÍQUIDO O GROUT

7.1. DEFINICIÓN. El concreto líquido o Grout es un material de consistencia fluida que resulta de mezclar cemento, agregados y agua, pudiéndose adicionar cal hidratada normalizada en una proporción que no exceda de 1/10 del volumen de cemento u otros aditivos que no disminuyan la resistencia o que originen corrosión del acero de refuerzo. El concreto líquido o grout se emplea para



rellenar los alvéolos de las unidades de albañilería en la construcción de los muros armados, y tiene como función integrar el refuerzo con la albañilería en un sólo conjunto estructural.

Para la elaboración de concreto líquido o grout de albañilería, se tendrá en cuenta las Normas NTP 399.609 y 399.608.

7.2. CLASIFICACIÓN. El concreto líquido o grout se clasifica en fino y en grueso. El grout fino se usará cuando la dimensión menor de los alvéolos de la unidad de albañilería sea inferior a 60 mm y el grout grueso se usará cuando la dimensión menor de los alvéolos sea igual o mayor a 60 mm.

7.3. COMPONENTES

a) Los materiales aglomerantes serán:

- Cemento Portland I, NTP 334.009
- Cemento Adicionado IP, NTP 334.830
- Una mezcla de cemento Portland o adicionado y cal hidratada normalizada de acuerdo a la NTP 339.002

b) El agregado grueso será confitillo que cumpla con la granulometría especificada en la Tabla 5. Se podrá utilizar otra granulometría siempre que los ensayos de pilas y muretes (Capítulo 5) proporcionen resistencias según lo especificado en los planos.

MALLA ASTM	% QUE PASA
½ pulgada	100
3/8 pulgada	85 a 100
Nº 4 (4,75 mm)	10 a 30
Nº 8 (2,36 mm)	0 a 10
Nº 16 (1,18 mm)	0 a 5

c) El agregado fino será arena gruesa natural, con las características indicadas en la Tabla 3.

d) El agua será potable y libre de sustancias, ácidos, álcalis y materia orgánica.

7.4. PREPARACIÓN Y FLUIDEZ. Los materiales que componen el grout (ver la Tabla 6) serán batidos mecánicamente con agua potable hasta lograr la consistencia de un líquido uniforme, sin segregación de los agregados, con un revenimiento medido en el Cono de Abrams comprendido entre 225 mm a 275 mm.

CONCRETO LÍQUIDO	CEMENTO	CAL	ARENA	CONFITILLO
FINO	1	0 a 1/10	2 1/4 a 3 veces la suma de los volúmenes de los aglomerantes	—
GRUESO	1	0 a 1/10	2 1/4 a 3 veces la suma de los aglomerantes	1 a 2 veces la suma de los aglomerantes

7.5. RESISTENCIA. El concreto líquido tendrá una resistencia mínima a compresión $f_c = 13,72 MPa (40 kg/cm^2)$. La resistencia a compresión f_c será obtenida promediando los resultados de 5 probetas, ensayadas a una velocidad de carga de 5 toneladas/minutos, menos 1,3 veces la desviación estándar. Las probetas tendrán una esbeltez igual a 2 y serán fabricadas en la obra empleando como moldes a las unidades de albañilería a utilizar en la construcción, recubiertas con papel filtro. Estas probetas no serán curadas y serán mantenidas en sus moldes hasta cumplir 28 días de edad.

Artículo 8.- ACERO DE REFUERZO

8.1. La armadura deberá cumplir con lo establecido en las Norma Barras de Acero con Resaltes para Concreto Armado (NTP 341.031).

8.2. Sólo se permite el uso de barras lisas en estribos y armaduras electrosoldadas usadas como refuerzo horizontal. La armadura electrosoldada debe cumplir con la

norma de Malla de Alambre de Acero Soldado para Concreto Armado (NTP 350.002).

Artículo 9.- CONCRETO

9.1. El concreto de los elementos de confinamiento tendrá una resistencia a la compresión mayor o igual a $17,15 MPa (75 kg/cm^2)$ y deberá cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.

CAPÍTULO 4 PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

Artículo 10.- ESPECIFICACIONES GENERALES

La mano de obra empleada en las construcciones de albañilería será calificada, debiéndose supervisar el cumplimiento de las siguientes exigencias básicas:

10.1. Los muros se construirán a plomo y en línea. No se atentarán contra la integridad del muro recién asentado.

10.2. En la albañilería con unidades asentadas con mortero, todas las juntas horizontales y verticales quedarán completamente llenas de mortero. El espesor de las juntas de mortero será como mínimo 10 mm y el espesor máximo será 15 mm o dos veces la tolerancia dimensional en la altura de la unidad de albañilería más 4 mm, lo que sea mayor. En las juntas que contengan refuerzo horizontal, el espesor mínimo de la junta será 6 mm más el diámetro de la barra.

10.3. Se mantendrá el temple del mortero mediante el reemplazo del agua que se pueda haber evaporado, por una sola vez. El plazo del retemplado no excederá al de la fragua inicial del cemento.

10.4. Las unidades de albañilería se asentarán con las superficies limpias de polvo y sin agua libre. El asentado se realizará presionando verticalmente las unidades, sin bambolearlas. El tratamiento de las unidades de albañilería previo al asentado será el siguiente:

a) Para concreto y sílico-calceño: pasar una brocha húmeda sobre las caras de asentado o rociarlas.

b) Para arcilla: de acuerdo a las condiciones climáticas donde se encuentra ubicadas la obra, regarlas durante media hora, entre 10 y 15 horas antes de asentarlas. Se recomienda que la succión al instante de asentarlas esté comprendida entre 10 a 20 gr/200 cm²-min (*).

(* Un método de campo para evaluar la succión de manera aproximada, consiste en medir un volumen (V1, en cm³) inicial de agua sobre un recipiente de área definida y vaciar una parte del agua sobre una bandeja, luego se apoya la unidad sobre 3 puntos en la bandeja de manera que su superficie de asiento esté en contacto con una película de agua de 3 mm de altura durante un minuto, después de retirar la unidad, se vacía el agua de la bandeja hacia el recipiente y se vuelve a medir el volumen (V2, en cm³) de agua; la succión normalizada a un área de 200 cm², se obtiene como: $SUCCION = 200 \left(\frac{V1}{V2} \right) A$, expresada en gr/200 cm² - min, donde «A» es el área bruta (en cm²) de la superficie de asiento de la unidad.

10.5. Para el asentado de la primera hilada, la superficie de concreto que servirá de asiento (losa o sobrecimiento según sea el caso), se preparará con anterioridad de forma que quede rugosa; luego se limpiará de polvo u otro material suelto y se la humedecerá, antes de asentar la primera hilada.

10.6. No se asentará más de 1,30 m de altura de muro en una jornada de trabajo. En el caso de emplearse unidades totalmente sólidas (sin perforaciones), la primera jornada de trabajo culminará sin llenar la junta vertical de la primera hilada, este llenado se realizará al iniciarse la segunda jornada. En el caso de la albañilería con unidades apilables, se podrá levantar el muro en su altura total y en la misma jornada deberá colocarse el concreto líquido.

10.7. Las juntas de construcción entre jornadas de trabajos estarán limpias de partículas sueltas y serán previamente humedecidas.

10.8. El tipo de aparejo a utilizar será de sogá, cabeza o el amarre americano, traslapándose las unidades entre las hiladas consecutivas.

10.9. El procedimiento de colocación y consolidación del concreto líquido dentro de las celdas de las unidades,

como en los elementos de concreto armado, deberá garantizar la ocupación total del espacio y la ausencia de cangrejeras. No se permitirá el vibrado de las varillas de refuerzo.

10.10. Las vigas peraltadas serán vaciadas de una sola vez en conjunto con la losa de techo.

10.11. Las instalaciones se colocarán de acuerdo a lo indicado en los Artículos 2 (2.6 y 2.7).

Artículo 11.- ALBAÑILERIA CONFINADA

Aparte de los requisitos especificados en el Artículo 10, se deberá cumplir lo siguiente:

11.1. Se utilizará unidades de albañilería de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5 (5.3).

11.2. La conexión columna-albañilería podrá ser dentada o a ras:

a) En el caso de emplearse una conexión dentada, la longitud de la unidad saliente no excederá de 5 cm y deberá limpiarse de los desperdicios de mortero y partículas sueltas antes de vaciar el concreto de la columna de confinamiento.

b) En el caso de emplearse una conexión a ras, deberá adicionarse «chicotes» o «mechas» de anclaje (salvo que exista refuerzo horizontal continuo) compuestos por varillas de 6 mm de diámetro, que penetren por lo menos 40 cm al interior de la albañilería y 12,5 cm al interior de la columna más un doblez vertical a 90° de 10 cm; la cuantía a utilizar será 0,001 (ver el Artículo 2 (2.8)).

11.3. El refuerzo horizontal, cuando sea requerido, será continuo y anclará en las columnas de confinamiento 12,5 cm con gancho vertical a 90° de 10 cm.

11.4. Los estribos a emplear en las columnas de confinamiento deberán ser cerrados a 135°, pudiéndose emplear estribos con ¼ de vuelta adicional, atando sus extremos con el refuerzo vertical, o también, zunchos que empiecen y terminen con gancho estándar a 180° doblado en el refuerzo vertical.

11.5. Los traslapes del refuerzo horizontal o vertical tendrán una longitud igual a 45 veces el mayor diámetro de la barra traslapada. No se permitirá el traslape del refuerzo vertical en el primer entrepiso, tampoco en las zonas confinadas ubicadas en los extremos de soleras y columnas.

11.6. El concreto deberá tener una resistencia a compresión (f'_c) mayor o igual a 17,15 MPa ((175 kg/cm^2)). La mezcla deberá ser fluida, con un revenimiento del orden de 12,7 cm (5 pulgadas) medida en el cono de Abrams. En las columnas de poca dimensión, utilizadas como confinamiento de los muros en aparejo de soga, el tamaño máximo de la piedra chancada no excederá de 1,27 cm (½ pulgada).

11.7. El concreto de las columnas de confinamiento se vaciará posteriormente a la construcción del muro de albañilería; este concreto empezará desde el borde superior del cimiento, no del sobrecimiento.

11.8. Las juntas de construcción entre elementos de concreto serán rugosas, humedecidas y libre de partículas sueltas.

11.9. La parte recta de la longitud de anclaje del refuerzo vertical deberá penetrar al interior de la viga solera o cimentación; no se permitirá montar su doblez directamente sobre la última hilada del muro.

11.10. El recubrimiento mínimo de la armadura (medido al estribo) será 2 cm cuando los muros son tarrajeados y 3 cm cuando son caravista.

Artículo 12.- ALBAÑILERIA ARMADA

Aparte de los requisitos especificados en el Artículo 10, se deberá cumplir lo siguiente:

12.1. Los empalmes del refuerzo vertical podrán ser por traslape, por soldadura o por medios mecánicos.

a) Los empalmes por traslape serán de 60 veces el diámetro de la barra.

b) Los empalmes por soldadura sólo se permitirán en barras de acero ASTM A706 (soldables), en este caso la soldadura seguirá las especificaciones dadas por AWS.

c) Los empalmes por medios mecánicos se harán con dispositivos que hayan demostrado mediante ensayos que la resistencia a tracción del empalme es por lo menos 125% de la resistencia de la barra.

d) En muros cuyo diseño contemple la formación de rótulas plásticas, las barras verticales deben ser preferentemente continuas en el primer piso empalmándose recién en el segundo piso (*). Cuando no sea posible evitar el empalme, éste podrá hacerse por soldadura, por medios mecánicos o por traslape; en el último caso, la longitud de empalme será de 60 veces el diámetro de la barra y 90 veces el diámetro de la barra en forma alternada.

(* Una técnica que permite facilitar la construcción empleando refuerzo vertical continuo en el primer piso, consiste en utilizar unidades de albañilería recortadas en forma de H, con lo cual además, las juntas verticales quedan completamente llenas con grout.

12.2. El refuerzo horizontal debe ser continuo y anclado en los extremos con doblez vertical de 10 cm en la celda extrema.

12.3. Las varillas verticales deberán penetrar, sin doblarlas, en el interior de los alvéolos de las unidades correspondientes.

12.4. Para asegurar buena adhesión entre el concreto líquido y el concreto de asiento de la primera hilada, las celdas deben quedar totalmente libres de polvo o restos de mortero proveniente del proceso de asentado; para el efecto los bloques de la primera hilada tendrán ventanas de limpieza. Para el caso de muros totalmente llenos, las ventanas se abrirán en todas las celdas de la primera hilada; en el caso de muros parcialmente rellenos, las ventanas se abrirán solo en las celdas que alojen refuerzo vertical. En el interior de estas ventanas se colocará algún elemento no absorbente que permita la limpieza final.

12.5. Para el caso de la albañilería parcialmente rellena, los bloques vacíos correspondientes a la última hilada serán taponados a media altura antes de asentarlos, de tal manera que por la parte vacía del alvéolo penetre el concreto de la viga solera o de la losa del techo formando llaves de corte que permitan transferir las fuerzas sísmicas desde la losa hacia los muros. En estos muros, el refuerzo horizontal no atravesará los alvéolos vacíos, sino que se colocará en el mortero correspondiente a las juntas horizontales.

12.6. Para el caso de unidades apilables no son necesarias las ventanas de limpieza; la limpieza de la superficie de asiento se realizará antes de asentar la primera hilada.

12.7. Antes de encofrar las ventanas de limpieza, los alvéolos se limpiarán preferentemente con aire comprimido y las celdas serán humedecidas anteriormente regándolas con agua, evitando que esta quede empozada en la base del muro.

12.8. El concreto líquido o grout se vaciará en dos etapas. En la primera etapa se vaciará hasta alcanzar una altura igual a la mitad del entrepiso, compactándolo en diversas capas, transcurrido 5 minutos desde la compactación de la última capa, la mezcla será recompactada. Transcurrida media hora, se vaciará la segunda mitad del entrepiso, compactándolo hasta que su borde superior esté por debajo de la mitad de la altura correspondiente a la última hilada, de manera que el concreto de la losa del techo, o de la viga solera, forme llaves de corte con el muro. Esta segunda mitad también se deberá recompactar. Debe evitarse el vibrado de las armaduras para no destruir la adherencia con el grout de relleno.

12.9. Los alvéolos de la unidad de albañilería tendrán un diámetro o dimensión mínima igual a 5 cm por cada barra vertical que contengan, o 4 veces el mayor diámetro de la barra por el número de barras alojadas en el alvéolo, lo que sea mayor.

12.10. El espesor del grout que rodea las armaduras será 1½ veces el diámetro de la barra y no deberá ser menor de 1 cm a fin de proporcionarle un recubrimiento adecuado a la barra.

12.11. En el caso que se utilice planchas perforadas de acero estructural en los talones libres del muro, primero se colocarán las planchas sobre una capa delgada de mortero presionándolas de manera que el mortero penetre por los orificios de la plancha; posteriormente, se aplicará la siguiente capa de mortero sobre la cual se asentará la unidad inmediata superior. Para el caso de albañilería con unidades apilables las planchas se colocarán adheridas con apóxico a la superficie inferior de la unidad.

12.12. En el caso que se utilice como refuerzo horizontal una malla electrosoldada con forma de escalerilla,

el espaciamiento de los escalones deberá estar modulado de manera que coincidan con la junta vertical o con la pared transversal intermedia del bloque, de manera que siempre queden protegidas por mortero. Las escalerillas podrán usarse como confinamiento del muro sólo cuando el espaciamiento de los escalones coincidan con la mitad de la longitud nominal de la unidad.

**CAPÍTULO 5
RESISTENCIA DE PRISMAS DE ALBAÑILERÍA**

Artículo 13.- ESPECIFICACIONES GENERALES

13.1. La resistencia de la albañilería a compresión axial (f_m^c) y a corte (v_m^c) se determinará de manera empírica (recurriendo a tablas o registros históricos de resistencia de las unidades) o mediante ensayos de prismas, de acuerdo a la importancia de la edificación y a la zona sísmica donde se encuentre, según se indica en la Tabla 7.

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	EDIFICIOS DE 1 A 2 PISOS			EDIFICIOS DE 3 A 5 PISOS			EDIFICIOS DE MAS DE 5 PISOS		
	Zona Sísmica			Zona Sísmica			Zona Sísmica		
	3	2	1	3	2	1	3	2	1
(f_m^c)	A	A	A	B	B	A	B	B	B
(v_m^c)	A	A	A	B	A	A	B	B	A

A: Obtenida de manera empírica conociendo la calidad del ladrillo y del mortero.

B: Determinadas de los ensayos de compresión axial de pilas y de compresión diagonal de muretes mediante ensayos de laboratorio de acuerdo a lo indicado en las NTP 399.605 y 399.621

13.2. Cuando se construyan conjuntos de edificios, la resistencia de la albañilería f_m^c y v_m^c deberá comprobar-

se mediante ensayos de laboratorio previos a la obra y durante la obra. Los ensayos previos a la obra se harán sobre cinco especímenes. Durante la construcción la resistencia será comprobada mediante ensayos con los criterios siguientes:

- a) Cuando se construyan conjuntos de hasta dos pisos en las zonas sísmicas 3 y 2, f_m^c será verificado con ensayos de tres pilas por cada 500 m² de área techada y v_m^c con tres muretes por cada 1000 m² de área techada.
- b) Cuando se construyan conjuntos de tres o más pisos en las zonas sísmicas 3 y 2, f_m^c será verificado con ensayos de tres pilas por cada 500 m² de área techada y v_m^c con tres muretes por cada 500 m² de área techada.

13.3. Los prismas serán elaborados en obra, utilizando el mismo contenido de humedad de las unidades de albañilería, la misma consistencia del mortero, el mismo espesor de juntas y la misma calidad de la mano de obra que se empleará en la construcción definitiva.

13.4. Cuando se trate de albañilería con unidades alveolares que irán llenas con concreto líquido, los alvéolos de las unidades de los prismas y muretes se llenarán con concreto líquido. Cuando se trate de albañilería con unidades alveolares sin relleno, los alvéolos de las unidades de los prismas y muretes quedarán vacíos.

13.5. Los prismas tendrán un refrentado de cemento yeso con un espesor que permita corregir la irregularidad superficial de la albañilería.

13.6. Los prismas serán almacenados a una temperatura no menor de 10°C durante 28 días. Los prismas podrán ensayarse a menor edad que la nominal de 28 días pero no menor de 14 días; en este caso, la resistencia característica se obtendrá incrementándola por los factores mostrados en la Tabla 8.

	Edad		
	14 días	21 días	
Muretes	Ladrillos de arcilla	1,15	1,05
	Bloques de concreto	1,25	1,05
Pilas	Ladrillos de arcilla y Bloques de concreto	1,10	1,00

13.7. La resistencia característica f_m^c en pilas y v_m^c en muretes (ver Artículo 13 (13.2)) se obtendrá como el valor promedio de la muestra ensayada menos una vez la desviación estándar.

13.8. El valor de v_m^c para diseño no será mayor de 0,319

$$\sqrt{\frac{f_m \text{ MPa}}{f_m \text{ Kg/cm}^2}}$$

13.9. En el caso de no realizarse ensayos de prismas, podrá emplearse los valores mostrados en la Tabla 9, correspondientes a pilas y muretes construidos con mortero 1:4 (cuando la unidad es de arcilla) y 1: 1/2 : 4 (cuando la materia prima es sílice-cal o concreto), para otras unidades u otro tipo de mortero se tendrá que realizar los ensayos respectivos.

Materia Prima	Denominación	UNIDAD	PILAS f_m^c	MURETES v_m^c
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (65)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

(*) Utilizados para la construcción de Muros Armados.

(**) El valor f_m^c se proporciona sobre área bruta en unidades vacías (sin grout), mientras que las celdas de las pilas y muretes están totalmente rellenas con grout de $f_c = 13,72 \text{ MPa (140 kg/cm}^2)$.

El valor

f_m^c ha sido obtenido contemplando los coeficientes de corrección por esbeltez del prisma que aparece en la Tabla 10.

Esbeltez	2,0	2,5	3,0	4,0	4,5	5,0
Factor	0,73	0,80	0,91	0,95	0,98	1,00

**CAPÍTULO 6
ESTRUCTURACIÓN**

Las especificaciones de este Capítulo se aplicarán tanto a la albañilería confinada como a la albañilería armada.

Artículo 14.- ESTRUCTURA CON DIAFRAGMA RÍGIDO

14.1. Debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en los que las losas de piso, el techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

14.2. Podrá considerarse que el diafragma es rígido cuando la relación entre sus lados no excede de 4. Se deberá considerar y evaluar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y discontinuidades en la losa.

14.3. Los diafragmas deben tener una conexión firme y permanente con todos los muros para asegurar que cumplan con la función de distribuir las fuerzas laterales en proporción a la rigidez de los muros y servirles, además, como arriostres horizontales.

14.4. Los diafragmas deben distribuir la carga de gravedad sobre todos los muros que componen a la edificación, con los objetivos principales de incrementarles su ductilidad y su resistencia al corte, en consecuencia, es recomendable el uso de losas macizas o aligeradas armadas en dos direcciones. Es posible el uso de losas unidireccionales siempre y cuando los esfuerzos axiales en los muros no excedan del valor indicado en el Artículo 19 (19.1.b).

14.5. Los diafragmas formados por elementos prefabricados deben tener conexiones que permitan conformar, de manera permanente, un sistema rígido que cumpla las funciones indicadas en los Artículos 14 (14.1 y 14.2).

14.6. La cimentación debe constituir el primer diafragma rígido en la base de los muros y deberá tener la rigidez necesaria para evitar que asentamientos diferenciales produzcan daños en los muros.

Artículo 15.- CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO

El sistema estructural de las edificaciones de albañilería estará compuesto por muros dúctiles dispuestos en las direcciones principales del edificio, integrados por los diafragmas especificados en el Artículo 14 y arriostros según se indica en el Artículo 18.

La configuración de los edificios con diafragma rígido debe tender a lograr:

15.1. Plantas simples y regulares. Las plantas con formas de L, T, etc., deberán ser evitadas o, en todo caso, se dividirán en formas simples.

15.2. Simetría en la distribución de masas y en la disposición de los muros en planta, de manera que se logre una razonable simetría en la rigidez lateral de cada piso y se cumpla las restricciones por torsión especificadas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

15.3. Proporciones entre las dimensiones mayor y menor, que en planta estén comprendidas entre 1 a 4, y en elevación sea menor que 4.

15.4. Regularidad en planta y elevación, evitando cambios bruscos de rigideces, masas y discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los muros hacia la cimentación.

15.5. Densidad de muros similares en las dos direcciones principales de la edificación. Cuando en cualquiera de las direcciones no exista el área suficiente de muros para satisfacer los requisitos del Artículo 19 (19.2b), se deberá suplir la deficiencia mediante pórticos, muros de concreto armado o la combinación de ambos.

15.6. Vigas dinteles preferentemente peraltadas (hasta 60 cm) para el caso en que el edificio se encuentre estructurado por muros confinados, y con un peralte igual al espesor de la losa del piso para el caso en que el edificio esté estructurado por muros armados (*).

(*) Este acápite está relacionado con el método de diseño que se propone en el Capítulo 9, donde para los muros confinados se acepta la falla por corte, mientras que en los muros armados se busca la falla por flexión.

15.7. Cercos y alféizares de ventanas aislados de la estructura principal, debiéndoseles diseñar ante acciones perpendiculares a su plano, según se indica en el Capítulo 10.

Artículo 16.- OTRAS CONFIGURACIONES

Si el edificio no cumple con lo estipulado en el Artículo 15, se deberá contemplar lo siguiente:

16.1. Las edificaciones sin diafragmas rígidos horizontales deben limitarse a un piso; asimismo, es aceptable obviar el diafragma en el último nivel de las edificaciones de varios pisos. Para ambos casos, los muros trabajarán fundamentalmente a fuerzas laterales perpendiculares al plano, y deberán arriostarse transversalmente con columnas de amarre o muros ortogonales y mediante vigas soleras continuas.

16.2. De existir reducciones importantes en planta, u otras irregularidades en el edificio, deberá efectuarse el análisis dinámico especificado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

16.3. De no aislarse adecuadamente los alféizares y tabiques de la estructura principal, se deberán contemplar sus efectos en el análisis y en el diseño estructural.

Artículo 17.- MUROS PORTANTES

Los muros portantes deberán tener:

- Una sección transversal preferentemente simétrica.
- Continuidad vertical hasta la cimentación.
- Una longitud mayor ó igual a 1,20 m para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales.

d) Longitudes preferentemente uniformes en cada dirección.

e) Juntas de control para evitar movimientos relativos debidos a contracciones, dilataciones y asentamientos diferenciales en los siguientes sitios:

- En cambios de espesor en la longitud del muro, para el caso de Albañilería Armada
- En donde haya juntas de control en la cimentación, en las losas y techos.
- En alféizar de ventanas o cambios de sección apreciable en un mismo piso.

f) La distancia máxima entre juntas de control es de 8 m, en el caso de muros con unidades de concreto y de 25 m en el caso de muros con unidades de arcilla.

g) Arriostre según se especifica en el Artículo 18

Artículo 18.- ARRIOSTRES

18.1. Los muros portantes y no portantes, de albañilería simple o albañilería confinada, serán arriostros por elementos verticales u horizontales tales como muros transversales, columnas, soleras y diafragmas rígidos de piso.

18.2. Los arriostros se diseñarán como apoyos del muro arriostro, considerando a éste como si fuese una losa sujeta a fuerzas perpendiculares a su plano (Capítulo 10).

18.3. Un muro se considerará arriostro cuando:

- El amarre o anclaje entre el muro y sus arriostros garantice la adecuada transferencia de esfuerzos.
- Los arriostros tengan la suficiente resistencia y estabilidad que permita transmitir las fuerzas actuantes a los elementos estructurales adyacentes o al suelo.
- Al emplearse los techos para su estabilidad lateral, se tomen precauciones para que las fuerzas laterales que actúan en estos techos sean transferidas al suelo.
- El muro de albañilería armada esté diseñado para resistir las fuerzas normales a su plano.

CAPÍTULO 7 REQUISITOS ESTRUCTURALES MÍNIMOS

Artículo 19.- REQUISITOS GENERALES

Esta Sección será aplicada tanto a los edificios compuestos por muros de albañilería armada como confinada.

19.1. MURO PORTANTE

a) **Espesor Efectivo «t».** El espesor efectivo (ver Artículo 3 (3.13)) mínimo será:

$$t > \frac{h}{20} \quad \text{Para las Zonas Sísmicas 2 y 3 (19.1a)}$$

$$t \geq \frac{h}{25} \quad \text{Para la Zona Sísmica 1}$$

Donde «h» es la altura libre entre los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo (ver Artículo 3 (3.6)).

b) **Esfuerzo Axial Máximo.** El esfuerzo axial máximo (σ_x) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_x = \frac{P_m}{L.t} \leq 0,2 f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f_m' \quad (19.1b)$$

Donde «L» es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esta expresión habrá que mejorar la calidad de la albañilería (f_m'), aumentar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial « P_m » (*).

(*) La carga axial actuante en un muro puede reducirse, por ejemplo, utilizando losas de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones.



c) **Aplastamiento.** Cuando existan cargas de gravedad concentradas que actúen en el plano de la albañilería, el esfuerzo axial de servicio producido por dicha carga no deberá sobrepasar a $0,375 \cdot f_m$. En estos casos, para determinar el área de compresión se considerará un ancho efectivo igual al ancho sobre el cual actúa la carga concentrada más dos veces el espesor efectivo del muro medido a cada lado de la carga concentrada.

19.2. ESTRUCTURACIÓN EN PLANTA

a) **Muros a Reforzar.** En las Zonas Sísmicas 2 y 3 (ver la NTE E.030 Diseño Sismorresistente) se reforzará cualquier muro portante (ver Artículo 17) que lleve el 10% ó más de la fuerza sísmica, y a los muros perimetrales de cierre. En la Zona Sísmica 1 se reforzarán como mínimo los muros perimetrales de cierre.

b) **Densidad Mínima de Muros Reforzados.** La densidad mínima de muros portantes (ver Artículo 17) a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\sum L_i \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot N}{A_p \cdot 56} \quad (19.2b)$$

Donde: «Z», «U» y «S» corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

«N» es el número de pisos del edificio;
«L» es la longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen); y,
«t» es el espesor efectivo del muro

De no cumplirse la expresión (Artículo 19 (19.2b)), podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación γ , donde γ son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

Artículo 20.- ALBAÑILERIA CONFINADA

Adicionalmente a los requisitos especificados en Artículo 19, deberá cumplirse lo siguiente:

20.1. Se considerará como muro portante confinado, aquél que cumpla las siguientes condiciones:

a) Que quede enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concreto armado verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras), aceptándose la cimentación de concreto como elemento de confinamiento horizontal para el caso de los muros ubicados en el primer piso.

b) Que la distancia máxima centro a centro entre las columnas de confinamiento sea dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo y no mayor que 5 m. De cumplirse esta condición, así como de emplearse el espesor mínimo especificado en el Artículo 19.1.a, la albañilería no necesitará ser diseñada ante acciones sísmicas ortogonales a su plano, excepto cuando exista excentricidad de la carga vertical (ver el Capítulo 10).

c) Que se utilice unidades de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5 (5.3).

d) Que todos los empalmes y anclajes de la armadura desarrollen plena capacidad a la tracción. Ver NTE E.060 Concreto Armado y Artículo 11 (11.5).

e) Que los elementos de confinamiento funcionen integralmente con la albañilería. Ver Artículo 11 (11.2 y 11.7).

f) Que se utilice en los elementos de confinamiento, concreto con $f_c \geq 17,15 \text{ MPa}$ (175 kg/cm^2).

20.2. Se asumirá que el paño de albañilería simple (sin armadura interior) no soporta acciones de punzonamiento causadas por cargas concentradas. Ver Artículo 29 (29.2).

20.3. El espesor mínimo de las columnas y solera será igual al espesor efectivo del muro.

20.4. El peralte mínimo de la viga solera será igual al espesor de la losa de techo.

20.5. El peralte mínimo de la columna de confinamiento será de 15 cm. En el caso que se discontinúen las vigas soleras, por la presencia de ductos en la losa del techo o porque el muro llega a un límite de propiedad, el peralte mínimo de la columna de confinamiento respectiva deberá ser suficiente como para permitir el anclaje de la parte recta del refuerzo longitudinal existente en la viga solera más el recubrimiento respectivo (ver Artículo 11.10).

20.6. Cuando se utilice refuerzo horizontal en los muros confinados, las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,50 cm y terminarán en gancho a 90°, vertical de 10 cm de longitud.

Artículo 21.- ALBAÑILERIA ARMADA

Adicionalmente a los requisitos indicados en el Artículo 19, se cumplirá lo siguiente:

21.1. Para dar cumplimiento al requisito en el Artículo 19.2.b, los muros reforzados deberán ser rellenados con grout total o parcialmente en sus alvéolos, de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5 (5.3). El concreto líquido debe cumplir con los requisitos de esta Norma, con resistencia a compresión $f_c \geq 13,72 \text{ MPa}$ (140 kg/cm^2). Ver el Artículo 7 (7.5) y Artículo 12 (12.6).

21.2. Los muros portantes no comprendidos en el Artículo 21 (21.1) y los muros portantes en edificaciones de la Zona Sísmica 1, así como los tabiques, parapetos, podrán ser hechos de albañilería parcialmente rellena en sus alvéolos. Ver el Artículo 12 (12.5).

21.3. Todos los empalmes y anclajes de la armadura desarrollarán plena capacidad a la tracción. Ver el Artículo 12 (12.1 y 12.2).

21.4. La cimentación será hecha de concreto simple o reforzado, con un peralte tal que permita anclar la parte recta del refuerzo vertical en tracción más el recubrimiento respectivo.

CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Artículo 22.- DEFINICIONES

Para los propósitos de esta Norma se utilizará las siguientes definiciones:

a) **SISMO SEVERO.** Es aquél proporcionado por la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, empleando un coeficiente de reducción de la solicitación sísmica $R = 3$.

b) **SISMO MODERADO.** Es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el «sismo severo».

Artículo 23.- CONSIDERACIONES GENERALES

23.1. La Norma establece que el diseño de los muros cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez. El diseño es por el método de resistencia, con criterios de desempeño. El diseño está orientado, en consecuencia, a proteger a la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismo moderado) y a proveer la necesaria resistencia para soportar el sismo severo, conduciendo el tipo de falla y limitando la degradación de resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros, de manera que éstos sean económicamente reparables mediante procedimientos sencillos.

23.2. Para los propósitos de esta Norma, se establece los siguientes considerandos:

a) El «sismo moderado» no debe producir la fisuración de ningún muro portante.

b) Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, por lo que esos elementos deberán conducirse hacia una falla dúctil por flexión.

c) El límite máximo de la distorsión angular ante la acción del «sismo severo» se fija en 1/200, para permitir que el muro sea reparado pasado el evento sísmico.

d) Los muros deben ser diseñados por capacidad de tal modo que puedan soportar la carga asociada a su incursión inelástica, y que proporcionen al edificio una resistencia a corte mayor o igual que la carga producida por el «sismo severo».

e) Se asume que la forma de falla de los muros confinados ante la acción del «sismo severo» será por corte, independientemente de su esbeltez.

f) La forma de falla de los muros armados es dependiente de su esbeltez. Los procedimientos de diseño indicados en el Artículo 28 tienden a orientar el comportamiento de los muros hacia una falla por flexión, con la formación de rótulas plásticas en su parte baja.

Artículo 24.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

24.1. El análisis estructural de los edificios de albañilería se realizará por métodos elásticos teniendo en cuenta los efectos causados por las cargas muertas, las cargas vivas y el sismo. La carga gravitacional para cada muro podrá ser obtenida por cualquier método racional.

24.2. La determinación del cortante basal y su distribución en elevación, se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

24.3. El análisis considerará las características del diafragma que forman las losas de techo; se deberá considerar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y las discontinuidades en la losa.

24.4. El análisis considerará la participación de aquellos muros no portantes que no hayan sido aislados de la estructura principal. Cuando los muros se construyan integralmente con el alféizar, el efecto de éste deberá considerarse en el análisis.

24.5. La distribución de la fuerza cortante en planta se hará teniendo en cuenta las torsiones existentes y reglamentarias. La rigidez de cada muro podrá determinarse suponiéndolo en voladizo cuando no existan vigas de acoplamiento, y se considerará acoplado cuando existan vigas de acoplamiento diseñadas para comportarse dúctilmente.

24.6. Para el cálculo de la rigidez de los muros, se agregará a su sección transversal el 25% de la sección transversal de aquellos muros que concurren ortogonalmente al muro en análisis ó 6 veces su espesor, lo que sea mayor. Cuando un muro transversal concorra a dos muros, su contribución a cada muro no excederá de la mitad de su longitud. La rigidez lateral de un muro confinado deberá evaluarse transformando el concreto de sus columnas de confinamiento en área equivalente de albañilería, multiplicando su espesor real por la relación de módulos de elasticidad E_c/E_m ; el centroide de dicha área equivalente coincidirá con el de la columna de confinamiento.

24.7. El módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de corte (G_m) para la albañilería se considerará como sigue:

- Unidades de arcilla: $E_m = 500 f_m'$
- Unidades Silico-calcáreas: $E_m = 600 f_m'$
- Unidades de concreto vibrado: $E_m = 700 f_m'$
- Para todo tipo de unidad de albañilería: $G_m = 0,4 E_m$

Opcionalmente, los valores de « E_m » y « G_m » podrán calcularse experimentalmente según se especifica en el Artículo 13.

24.8. El módulo de elasticidad (E_c) y el módulo de corte (G_c) para el concreto serán los indicados en la NTE E.060 Concreto Armado.

24.9. El módulo de elasticidad para el acero (E_s) se considerará igual a 196 000 MPa (2 000 000 kg/cm²).

Artículo 25.- DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

25.1. Requisitos Generales

a) Todos los elementos de concreto armado del edificio, con excepción de los elementos de confinamiento de los muros de albañilería, serán diseñados por resistencia última, asegurando que su falla sea por un mecanismo de flexión y no de corte.

El diseño se hará para la combinación de fuerzas gravitacionales y las fuerzas debidas al «sismo moderado», utilizando los factores de amplificación de carga y de reducción de resistencia (α) especificados en la NTE E.060 Concreto Armado. La cimentación será dimensionada bajo condiciones de servicio para los esfuerzos admisibles del suelo y se diseñará a rotura.

b) Los elementos de confinamiento serán diseñados de acuerdo a lo estipulado en el Artículo 27 (27.2) de esta Norma.

Artículo 26.- DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

26.1. Requisitos Generales

a) Para el diseño de los muros confinados ante acciones coplanares, podrá suponerse que los muros son de sección rectangular (t, L). Cuando se presenten muros que se intercepten perpendicularmente, se tomará como elemento de refuerzo vertical común a ambos muros (sección transversal de columnas, refuerzos verticales, etc.) en el punto de intersección, al mayor elemento de refuerzo proveniente del diseño independiente de ambos muros.

b) Para el diseño por flexo compresión de los muros armados que tengan continuidad en sus extremos con muros transversales, podrá considerarse la contribución de las alas de acuerdo a lo indicado en 8.3.6. Para el diseño a corte se considerará que la sección es rectangular, despreciando la contribución de los muros transversales.

26.2. Control de Fisuración

a) Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.

b) Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_e \leq 0,55 V_m \text{ — Fuerza Cortante Admisible (26.2)}$$

donde: « V_e » es la fuerza cortante producida por el «sismo moderado» en el muro en análisis y « V_m » es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería (ver Artículo 26 (26.3)).

26.3. Resistencia al Agrietamiento Diagonal

a) La resistencia al corte (V_m) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

Unidades de Arcilla y de Concreto:

$$V_m = 0,5 v_m' \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

Unidades Silico-calcáreas:

$$V_m = 0,35 v_m' \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

donde:

v_m' = resistencia característica a corte de la albañilería (ver Artículos 13 (13.8 y 13.9)).

P_g = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)

t = espesor efectivo del muro (ver Artículo 3 (3.13))

L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha \leq \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \quad (26.3)$$

donde: « V_e » es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico; y,

« M_e » es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

26.4. Verificación de la resistencia al corte del edificio

a) Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso « i » y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

$$\sum V_{mi} > V_{Ei} \quad (26.4)$$

b) La sumatoria de resistencias al corte ($\sum V_{mi}$) incluirá sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado,

sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

c) El valor « V_{Ei} » corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso «i» del edificio, producida por el «sismo severo».

d) Cumplida la expresión $\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$ por los muros portantes de carga sísmica, el resto de muros que componen al edificio podrán ser no reforzados para la acción sísmica coplanar.

e) Cuando $\sum V_{mi}$ en cada entrepiso sea mayor o igual a $3 V_{Ei}$, se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería (ver el Capítulo 9). En este paso culminará el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares.

26.5. Diseño para cargas ortogonales al plano del muro

a) El diseño para fuerzas ortogonales al plano del muro se hará de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 9.

26.6. Diseño para fuerzas coplanares de flexo compresión

a) El diseño para fuerzas en el plano del muro se hará de acuerdo al Artículo 27 para muros de albañilería confinada y al artículo 28 para muros de albañilería armada.

Artículo 27.- ALBAÑILERÍA CONFINADA

a) Las provisiones contenidas en este acápite aplican para edificaciones hasta de cinco pisos o 15 m de altura.

b) Para este tipo de edificaciones se ha supuesto que la falla final se produce por fuerza cortante en los entrepisos bajos del edificio. El diseño de los muros debe orientarse a evitar fallas frágiles y a mantener la integración entre el panel de albañilería y los confinamientos verticales, evitando el vaciamiento de la albañilería; para tal efecto el diseño debe comprender:

- la verificación de la necesidad de refuerzo horizontal en el muro;
- la verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores; y,
- el diseño de los confinamientos para la combinación de fuerzas de corte, compresión o tracción y corte fricción.

c) Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso «i» serán las del «sismo severo» (V_{ei}, M_{ei}), y se obtendrán amplificando los valores obtenidos del análisis elástico ante el «sismo moderado» (V_{ei}, M_{ei}) por la relación cortante de agrietamiento diagonal (V_{ei}) entre cortante producido por el «sismo moderado» (V_{ei}), ambos en el primer piso. El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres: $2 \leq V_{ei}/V_{ei} \leq 3$.

$$V_{ei} = \frac{V_{mi}}{V_{ei}} \quad M_{ei} = \frac{M_{mi}}{V_{ei}} \quad (27c)$$

27.1. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

a) Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($V_{ei} \geq V_{mi}$), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $C/P_m (L.L)$, mayor o igual que $0,05 f_m$, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.

b) En los edificios de más de tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente.

c) La cuantía del acero de refuerzo horizontal será: $\rho = A_s / (s.t) \geq 0,001$. Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.

27.2. Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores

a) En cada entrepiso superior al primero, deberá verificarse para cada muro confinado que: $V_{mi} \geq V_{ei}$

De no cumplirse esta condición, el entrepiso «i» también se agrietará y sus confinamientos deberán ser diseñados para soportar « V_{mi} », en forma similar al primer entrepiso.

27.3. Diseño de los elementos de confinamiento de los muros del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores

a) Diseño de las columnas de confinamiento

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las expresiones de la Tabla 11.

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{mi} L_m}{L(N_c - 1)}$	$V_{mi} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c \frac{V_{mi} h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{mi} L_m}{L(N_c - 1)}$	$F - P_c$	$P_c - tF$

Donde:

$M = M_{p1} - 1/2 V_{mi} h$ («h» es la altura del primer piso).
 $F = M/L$ = fuerza axial en las columnas extremas producidas por «M».

N_c = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$).

L_m = longitud del paño mayor ó $0,5 L$, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$).

P_c = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria indicada en el Artículo 24 (24.6).

a.1. Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento

El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15 t) en cm².

Diseño por compresión

El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n - A_s + \frac{C - A_s f_y}{0,85 \delta f_c} \quad (27.3-a.1)$$

donde:

$\delta = 0,7$ o $0,75$, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente

$\zeta = 0,8$, para columnas sin muros transversales

$\zeta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales

Para calcular la sección transversal de la columna (A_c), deberá agregarse los recubrimientos (ver Artículo 11 (11.10)) al área del núcleo « A_n »; el resultado no deberá ser menor que el área requerida por corte-fricción « A_{cf} ». Adicionalmente, en los casos que la viga solera se discontinúe, el peralte de la columna deberá ser suficiente como para anclar al refuerzo longitudinal existente en la solera.

Diseño por corte fricción (V_c)

La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{vj} \frac{V_c}{0,2 f_c \phi} \geq A_c \geq 15t \text{ (cm}^2\text{)} \quad (27.3.3\text{-a.1})$$

donde: $\phi = 0,85$

a.2. Determinación del refuerzo vertical

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_v) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción y el refuerzo requerido por tracción (A_{vt}):

$$A_{vj} = \frac{V_c}{f_y \mu \phi} + A_{vt} \frac{T}{f_y \phi} \quad (27.3.a.2)$$

$$A_v = A_{vj} + A_{vt} \geq 0,1 f_c' A_c \dots (\text{mínima } 4 \phi 8 \text{mm})$$

donde: El factor de reducción de resistencia es $\phi = 0,85$. El coeficiente de fricción es: $\mu = 0,8$ para juntas sin tratamiento y $\mu = 1,0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

a.3. Determinación de los estribos de confinamiento

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135° , estribos de $1 \frac{3}{4}$ de vuelta o zunchos con ganchos a 180° . En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o $1,5 d$ (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

$$s_1 = \frac{A_c f_y}{0,3 t_{cr} f_c' (A_c / A_n + 1)} \quad s_2 = \frac{A_c f_y}{0,12 t_{cr} f_c'} \quad (27.3.a.3)$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \quad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Donde «d» es el peralte de la columna, « A_n » es el espesor del núcleo confinado y « A_c » es la suma de las ramas paralelas del estribo.

El confinamiento mínimo con estribos será $[\] 6 \text{mm}$, $1 @ 5$, $4 @ 10$, $r @ 25 \text{ cm}$. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna y estribos $@ 10 \text{ cm}$ en el sobrecimiento.

b) Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_v :

$$T_v = V_{m1} \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_v}{\phi f_y} \geq 0,1 f_c' A_c \dots (\text{mínima } 4 \phi 8 \text{mm}) \quad (27.3.b)$$

donde: $\phi = 0,9$
 A_c = área de la sección transversal de la solera

El área de la sección transversal de la solera (A_s) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_{s1}), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: $[\] 6 \text{mm}$, $1 @ 5$, $4 @ 10$, $r @ 25 \text{ cm}$.

27.4. Diseño de los pisos superiores no agrietados

a. Las columnas extremas de los pisos superiores deberán tener un refuerzo vertical (A_v) capaz de absorber la tracción «T» producida por el momento flector ($M_{m1} = M(V_{m1}/V_{c1})$) actuante en el piso en estudio, asociado al instante en que se origine el agrietamiento diagonal del primer entrepiso.

$$F - \frac{M_{m1}}{L} - T - P_c \geq 0 \quad (27.4.a)$$

$$A_v = \frac{T}{\phi f_y} \geq 0,1 f_c' A_c \dots (\text{mínima } 4 \phi 8 \text{mm}),$$

donde $\phi = 0,9$.

b. El área del núcleo (A_n) correspondiente a las columnas extremas de confinamiento, deberá diseñarse para soportar la compresión «C». Para obtener el área de concreto (A_c), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo « A_n »:

$$C - P_c + F$$

$$A_n = A_c + \frac{C - P_c - A_v f_y}{0,85 \delta f_c'} \quad (27.4.b)$$

donde: $\phi = 0,7$ o $0,75$, según se emplee estribos cerrados o zunchos, respectivamente.

$\delta = 0,8$ para columnas sin muros transversales

$\delta = 1$ para columnas confinadas para muros transversales

c. Las columnas internas podrán tener refuerzo mínimo.

d. Las soleras se diseñarán a tracción con una fuerza igual a « T_v »:

$$T_v = V_u \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_v}{\phi f_y} \geq 0,1 f_c' A_c \dots (\text{mínima } 4 \phi 8 \text{mm}) \quad (27.4.d)$$

donde $\phi = 0,9$

e. Tanto en las soleras como en las columnas de confinamiento, podrá colocarse estribos mínimos: $[\] 1/4$, $1 @ 5$, $4 @ 10$, $r @ 25 \text{ cm}$.

Artículo 28.- ALBAÑILERÍA ARMADA

28.1. Aspectos Generales

Es objetivo de esta norma el lograr que los muros de albañilería armada tengan un comportamiento dúctil ante sismos severos, propiciando una falla final de tracción por flexión, evitando fallas frágiles que impidan o reduzcan la respuesta dúctil del muro ante dichas solicitaciones. Para alcanzar este objetivo la resistencia de los muros debe satisfacer las verificaciones dadas en el Artículo 28 (28.2a y 28.5) y deberá cumplirse los siguientes requisitos:

a) Todos los muros llevarán refuerzo horizontal y vertical. La cuantía mínima de refuerzo en cualquier dirección será de 0,1%. Las varillas de acero de refuerzo serán corrugadas.

b) El refuerzo horizontal se colocará preferentemente en el eje del muro, alojado en la cavidad horizontal de la unidad de albañilería. El refuerzo horizontal podrá colocarse en la cama de mortero de las hiladas cuando el espesor de las paredes de la unidad permitan que el refuerzo tenga un recubrimiento mínimo de 15 mm.

c) El refuerzo horizontal de los muros se diseñará para el cortante asociado al mecanismo de falla por flexión, es decir para el cortante debido al sismo severo, sin considerar ninguna contribución de la albañilería de acuerdo a lo indicado en el Artículo 20 (20.2).

d) El espaciamiento del refuerzo horizontal en el primer piso de muros hasta de 3 pisos o 12 m de altura en las zonas sísmicas 2 y 3 no excederá de 450 mm y para muros de más de 3 pisos o 12 m no excederá de 200 mm; en la zona sísmica 1 no excederá de 800 mm.

e) El refuerzo horizontal en los muros del primer piso de edificios de 3 o más pisos debe ser continuo sin traslapes. En los pisos superiores o en los muros de edificaciones de 1 y 2 pisos, el refuerzo horizontal no será traslapado dentro de los 600 mm o 0,2L del extremo del muro. La longitud de traslape será la requerida por tracción y los extremos de las barras en el traslape deberán amarrarse. f)

Todos los alvéolos de las unidades que se utilicen en los muros portantes de carga sísmica, de los dos primeros pisos de edificios de 3 ó más pisos, deberán estar



totalmente rellenos de concreto líquido. Para los muros de los pisos superiores podrá emplearse muros parcialmente rellenos, si cumplen con la limitación dada en el Artículo 28 (28.1h).

g) Cuando el esfuerzo último por compresión, resultante de la acción de las cargas de gravedad y de las fuerzas de sismo coplanares, exceda de $0,3 f_m$ los extremos libres de los muros (sin muros transversales) se confinarán para evitar la falla por flexocompresión. El confinamiento se podrá lograr mediante planchas de acero estructural inoxidable o galvanizado, mediante estribos o zunchos cuando la dimensión del alvéolo lo permita.

h) Los muros de edificaciones de uno y dos pisos cuyo esfuerzo cortante ante sismos severos no exceda de $0,5 \frac{V_m}{A_n}$, donde A_n es el área neta del muro, podrán ser construidos de albañilería parcialmente rellena. En este caso el refuerzo horizontal se colocará en las hiladas o en el eje del muro cuando las celdas de la unidad sin refuerzo vertical han sido previamente taponeadas.

i) Los muros secundarios (tabiques, parapetos y muros portantes no contabilizados en el aporte de resistencia sísmica) podrán ser hechos de albañilería parcialmente rellena. En estos casos, la cuantía de refuerzo vertical u horizontal no será menor que 0,07%.

j) En las zonas del muro donde se formará la rótula plástica (primer piso), se tratará de evitar el traslape del refuerzo vertical, o se tomará las precauciones especificadas en el Artículo 12 (12.1).

k) Para evitar las fallas por deslizamiento en el muro (cizalle), el refuerzo vertical por flexión se concentrará en los extremos del muro y en la zona central se utilizará una cuantía no menor que 0,001, espaciando las barras a no más de 45 cm. Adicionalmente, en la interfase cimentación - muro, se añadirán espigas verticales de 3/8" que penetre 30 y 50 cm, alternadamente, en el interior de aquellas celdas que carecen de refuerzo vertical.

28.2. Resistencia a compresión y flexo compresión en el plano del muro

a) Suposiciones de diseño

El diseño por flexión de muros sometidos a carga axial actuando conjuntamente con fuerzas horizontales coplanares, se basará en las suposiciones de esta sección y en la satisfacción de las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

- La deformación unitaria en el acero de refuerzo y en la albañilería será asumida directamente proporcional a la distancia medida desde el eje neutro.

- La deformación unitaria máxima de la albañilería, ϵ_s , en la fibra extrema comprimida se asumirá igual a 0,002 para albañilería de unidades apilables e igual a 0,0025 para albañilería de unidades asentadas cuando la albañilería no es confinada y de 0,0055 cuando la albañilería es confinada mediante los elementos indicados en el Artículo 28 (28.1g).

- Los esfuerzos en el refuerzo, por debajo del esfuer-

zo de fluencia especificado, f_s , se tomarán iguales al producto del módulo de elasticidad E_s por la deformación unitaria del acero. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_s los esfuerzos en el acero se considerarán independientes de la deformación e iguales a f_y .

- La resistencia a la tracción de la albañilería será despreciada.

- El esfuerzo de compresión máximo en la albañilería, $0,85 f_m$, será asumido uniformemente distribuido sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro de la sección a una distancia $a = 0,85 c$, donde c es la distancia del eje neutro a la fibra extrema comprimida.

- El momento flector M_u actuante en un nivel determinado se determinará del análisis estructural ante sismo moderado.

- El momento flector y la fuerza cortante factorizado serán $M_u - 1,25 M_e$ y $V_u - 1,25 V_e$ respectivamente. La resistencia en flexión, de todas las secciones del muro debe ser igual o mayor al momento de diseño obtenido de un diagrama de momentos modificado, de manera que el momento hasta una altura igual a la mitad de la longitud del muro sea igual al momento de la base y luego se reducirá de forma lineal hasta el extremo superior.

28.3. Evaluación de la Capacidad Resistente « M_n »

a) Para todos los muros portantes se debe cumplir que la capacidad resistente a flexión M_n , considerando la interacción carga axial - momento flector, reducida por el factor ϕ sea mayor o igual que el momento flector factorizado M_u :

$$\phi M_n \geq M_u$$

el factor de reducción de la capacidad resistente a flexocompresión ϕ se calculará mediante la siguiente expresión:

$$0,65 \leq \phi \leq 0,85 - 0,2 P_u/P_o \leq 0,85 \quad (28.3a)$$

$$\text{Donde } P_o = 0,1 f_m t L$$

b) Para muros de sección rectangular, la capacidad resistente a flexión M_n podrá calcularse aplicando la fórmula siguiente:

$$M_n = A_s f_y D + P_u L/2 \quad (28.3b)$$

$$\text{donde: } D = 0,8L$$

$$A_s = \text{área del refuerzo vertical en el extremo del muro}$$

Para calcular el área de acero « A_s » a concentrar en el extremo del muro, se deberá utilizar la menor carga axial: $P_u = 0,9P_g$.

Cuando al extremo traccionado concurre un muro perpendicular, el momento flector M_u podrá ser reducido en $0,9P_g L/2$, donde P_g es la carga de gravedad tributaria proveniente del muro transversal.

c) Para muros con secciones no rectangulares, el diseño por flexo compresión podrá realizarse empleando la formulación anterior o mediante la evaluación del Diagrama de Interacción para las acciones nominales (P_u vs. M_u).

d) Por lo menos se colocará $2 \phi 3/8$ ", o su equivalente, en los bordes libres del muro y en las intersecciones entre muros.

e) En la zona central del muro el refuerzo vertical mínimo será el requerido por corte fricción de acuerdo a lo indicado en el Artículo 28 (28.1k).

f) El valor « M_n » se calculará sólo para el primer piso (M_{n1}), debiéndose emplear para su evaluación la máxima carga axial posible existente en ese piso: $P_u = 1,25 P_m$, contemplando el 100% de sobrecarga.

28.4. Verificación de la necesidad de confinamiento de los extremos libres del muro

a) Se verificará la necesidad de confinar los extremos libres (sin muros transversales) comprimidos, evaluando el esfuerzo de compresión último (ϵ_s) con la fórmula de flexión compuesta:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A} - \frac{M_u \cdot y}{I} \quad (28.4)$$

En la que P_u es la carga total del muro, considerando 100% de sobrecarga y amplificada por 1,25.

b) Toda la longitud del muro donde se tenga $\epsilon_s \geq 0,3 f_m$ deberá ser confinada. El confinamiento se hará en toda la altura del muro donde los esfuerzos calculados con Artículo 28 (28.4), sean mayores o iguales al esfuerzo límite indicado.

c) Cuando se utilice confinamiento, el refuerzo vertical existente en el borde libre deberá tener un diámetro $D_b \geq s/13$, donde « s » es el espaciamiento entre elementos de confinamiento.

28.5. Resistencia a corte

a) El diseño por fuerza cortante se realizará para el cortante « V_{uf} » asociado al mecanismo de falla por flexión producido en el primer piso. El diseño por fuerza cortante se realizará suponiendo que el 100% del cortante es absorbido por el refuerzo horizontal. El valor « V_{uf} » considera un factor de amplificación de 1,25, que contempla el ingreso de refuerzo vertical en la zona de endurecimiento.

b) El valor « V_{sf} » se calculará con las siguientes fórmulas:

Primer Piso:
 $V_{sf1} = 1,25 V_{m1} (M_{n1}/M_{m1})...$ no menor que V_{m1}

Pisos Superiores:
 $V_{sfi} = 1,25 V_{mi} (M_{ni}/M_{mi})...$ no mayor que V_{mi}

El esfuerzo de corte $v_s = V_{sf}/l$ no excederá de $0,10 f'_c$ en zonas de posible formación de rótulas plásticas y de $0,20 f'_c$ en cualquier otra zona.

c) En cada piso, el área del refuerzo horizontal (A_{sh}) se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = \frac{V_{sf} \cdot S}{f_y \cdot D} \quad (28.5)$$

donde:

S = espaciamiento del refuerzo horizontal
 $D = 0,8 L$ para muros esbeltos, donde: $M_e/(V_e \cdot L) \geq 1$
 $D = L$ para muros no esbeltos, donde:
 $M_e/(V_e \cdot L) < 1$

CAPITULO 9 DISEÑO PARA CARGAS ORTOGONALES AL PLANO DEL MURO

Artículo 29.- ESPECIFICACIONES GENERALES

29.1. Los muros portantes y los no portantes (cercos, tabiques y parapetos) deberán verificarse para las acciones perpendiculares a su plano provenientes de sismo, viento o de fuerzas de inercia de elementos puntuales o lineales que se apoyen en el muro en zonas intermedias entre sus extremos superior o inferior.

29.2. Para el caso de fuerzas concentradas perpendiculares al plano de muros de albañilería simple, los muros deberán reforzarse con elementos de concreto armado que sean capaces de resistir el total de las cargas y transmitir las a la cimentación. Tal es el caso, por ejemplo, de una escalera, el empuje causado por una escalera cuyo descanso apoya directamente sobre la albañilería, deberá ser tomado por columnas.

Para el caso de muros confinados o muros arriostrados por elementos de concreto, las fuerzas deberán trasladarse a los elementos de arrioste o confinamiento por medio de elementos horizontales, vigas o losa.

29.3. Para el caso de los muros armados, los esfuerzos que generen las acciones concentradas actuantes contra el plano de la albañilería deberán ser absorbidas por el refuerzo vertical y horizontal.

29.4. Cuando se trate de muros portantes se verificará que el esfuerzo de tracción considerando la sección bruta no exceda del valor dado en el Artículo 29 (29.8).

29.5. Los muros o tabiques desconectados de la estructura principal serán diseñados para resistir una fuerza sísmica asociada a su peso, de acuerdo a lo indicado en el capítulo correspondiente de la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

29.6. El paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas. La magnitud de esta carga (w , en kg/m^2) para un metro cuadrado de muro se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w = 0,8 Z U C_1 \gamma e \quad (29.6)$$

donde:

Z = factor de zona especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

U = factor de importancia especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

C_1 = coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

e = espesor bruto del muro (incluyendo tarrajes), en metros

γ = peso volumétrico de la albañilería

29.7. El momento flector distribuido por unidad de longitud (M_s , en kg-m/m), producido por la carga sísmica « w » (ver Artículo 29 (29.6)), se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2 \quad (29.7)$$

donde:

m = coeficiente de momento (adimensional) indicado en la Tabla 12.

a = dimensión crítica del paño de albañilería (ver la Tabla 12), en metros.

**TABLA 12
VALORES DEL COEFICIENTE DE
MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»**

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Menor dimensión							
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Longitud del borde libre							
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES							
a = Altura del muro							
m = 0,125							
CASO 4. MURO EN VOLADIZO							
a = Altura del muro							
m = 0,5							

29.8. El esfuerzo admisible en tracción por flexión (f'_t) de la albañilería se supondrá igual a:

$$f'_t = \begin{cases} 0,15 \text{ MPa (1,50 kg/cm}^2\text{)} & \text{para albañilería simple} \\ 0,30 \text{ MPa (3,00 kg/cm}^2\text{)} & \text{para albañilería armada rellena de concreto líquido.} \end{cases}$$

29.9. Los arriostres podrán estar compuestos por la cimentación, las columnas de confinamiento, las losas rígidas de techo (para el caso de muros portantes), las vigas soleras (para el caso de cercos, tabiques y parapetos) y los muros transversales.

29.10 Para el análisis y diseño de los elementos de arriostres se emplearán métodos racionales y la armadura que se obtenga por este concepto, no se sumará al refuerzo evaluado ante acciones sísmicas coplanares, sino que se adoptará el mayor valor respectivo.

Artículo 30.- MUROS PORTANTES

30.1. Los muros portantes de estructuras diafragmadas con esfuerzo de compresión no mayor que $0,01 f'_c$ se diseñarán de acuerdo al Artículo 31.

30.2. En los muros portantes de edificaciones diafragmadas y que como tales estarán sujetas principalmente a fuerzas coplanares, no se permitirá la formación de fisuras producidas por acciones transversales a su plano, porque éstas debilitan su área de corte ante acciones sísmicas coplanares. Para la obtención del momento flector perpendicular al plano se empleará procedimientos basados en teorías elásticas como se indica en el Artículo 29 (29.7).

Los pisos críticos por analizar son:

- El primer piso, por flexocompresión.
- El último piso, por tracción producida por la flexión

30.3. Los muros portantes confinados, así como los muros portantes armados, arriostrados en sus cuatro bordes, que cumplan con las especificaciones indicadas en Artículo 19 (19.1.a) y Artículo 19 (19.1.b), no necesitarán ser diseñados ante cargas sísmicas perpendiculares al plano de la albañilería, a no ser que exista excentricidad de la carga gravitacional. En este paso culminará el diseño de estos muros.

30.4. Al momento flector producido por la excentricidad de la carga gravitacional « M_g » (si existiese) deberá agregarse el momento generado por la carga sísmica « M_s » (ver Artículo 29 (29.6)), para de esta manera obtener el momento total de diseño $M_t = M_g + M_s$, repartido por unidad de longitud.

30.5. El esfuerzo axial producido por la carga gravitacional (P_s), se obtendrá como: $f'_c = P_s / L t$

30.6. El esfuerzo normal producido por el momento flector « M_t », se obtendrá como: $f'_m = 6 M_t / a^2$.



30.7. Se deberá cumplir que:

- a) En el primer piso: $f_m + f_a \leq 0,25 f_m'$
 b) En el último piso: $f_m - f_a \leq f_m'$
 c) En cualquier piso: La compresión resultante será tal que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1,33 \quad (30.7c1)$$

en la que:

f_a = es el esfuerzo resultante de la carga axial
 F_a = es el esfuerzo admisible para carga axial

$$= \frac{f_m}{0,20 f_m'} \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \quad (30.7c2)$$

f_m = es el esfuerzo resultante del momento flector
 F_m = es el esfuerzo admisible para compresión por flexión $= 0,40 f_m'$

Artículo 31.- MUROS NO PORTANTES Y MUROS PORTANTES DE ESTRUCTURAS NO DIAFRAGMADAS

Adicionalmente a las especificaciones indicadas en el Artículo 29, se cumplirá lo siguiente:

31.1. Los muros no portantes (cercos, tabiques y parapetos) podrán ser contruidos empleando unidades de albañilería sólida, hueca o tubular; pudiéndose emplear la albañilería armada parcialmente rellena.

31.2. El momento flector en la albañilería (M_s) producido por la carga sísmica «w» (ver Artículo 29 (29.6)), podrá ser obtenido utilizando la Tabla 12 o empleando otros métodos como el de líneas de rotura.

31.3. En la albañilería simple el esfuerzo normal producido por el momento flector « M_s », se obtendrá como: $f_m = 6M_s/t^2$ y no será mayor que $f_m' = 0,147 MPa$ ($1,5 Kg/cm^2$).

31.4. Los muros no portantes de albañilería armada serán reforzados de tal manera que la armadura resista el íntegro de las tracciones producidas por el momento flector « M_s »; no admitiéndose tracciones mayores de $8 kg/cm^2$ ($0,754 MPa$) en la albañilería. La cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical a emplear en estos muros será 0,0007 (ver Artículo 2 (2.8)).

31.5. Los arriostramientos serán diseñados por métodos racionales de cálculo, de modo que puedan soportar la carga sísmica «w» (especificada en el Artículo 29 (29.6)) actuante contra el plano del muro.

31.6. La cimentación de los cercos será diseñada por métodos racionales de cálculo. Los factores de seguridad para evitar la falla por volcamiento y deslizamiento del cerco serán 2 y 1,5, respectivamente.

31.7. Están exonerados de las exigencias de arriostramiento los parapetos de menos de 1,00 m de altura, que estén retirados del plano exterior de fachadas, ductos en los techos o patios interiores una distancia no menor de una vez y media su altura.

CAPITULO 10 INTERACCION TABIQUE DE ALBAÑILERIA- ESTRUCTURA APORTICADA

Artículo 32.- ALCANCE

32.1. Este Capítulo aplica a los tabiques de albañilería empleados para reforzar pórticos de concreto armado o acero. Puede aplicarse también para los tabiques de cierre y particiones de edificios aporticados, que no teniendo el propósito específico de reforzar al edificio, están adosados a sus pórticos, cuando el proyectista quiera proteger al edificio de efectos que se describen en el Artículo 32 (32.2).

32.2. Cuando un tabique no ha sido aislado del pórtico que lo enmarca, ante las acciones sísmicas se producirá la interacción de ambos sistemas. Este efecto incrementa sustancialmente la rigidez lateral del pórtico y puede generar los siguientes problemas:

- 1) torsión en el edificio.
- 2) concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico
- 3) fractura del tabique.

4) «piso blando», que se presenta cuando un determinado piso está libre de tabiques, mientras que los pisos superiores se encuentran rigidizados por los tabiques.

5) «columnas cortas», donde el parapeto o alféizar alto (ventanas de poca altura) restringe el desplazamiento lateral de las columnas.

6) Incremento de las fuerzas sísmicas en el edificio.

Artículo 33.- DISPOSICIONES

33.1. La distorsión angular máxima de cada entrepiso, considerando la contribución de los tabiques en la rigidez, deberá ser menor que $1/200$. Para atenuar los problemas de interacción tabique-pórtico, se sugiere adicionar al edificio placas de concreto armado que permitan limitar los desplazamientos del entrepiso.

33.2. En esta Norma se propone adoptar como modelo estructural un sistema compuesto por las barras continuas del pórtico de concreto armado, agregando en aquellos paños donde existan tabiques, un puntal diagonal de albañilería (ver el módulo de elasticidad « E_m » en 8.3.7) que trabaje a compresión, en reemplazo del tabique. Opcionalmente, podrá adoptarse otros modelos que reflejen la interacción tabique-pórtico. La sección transversal del puntal será b_t .

donde:

t = espesor efectivo del tabique

b = ancho equivalente del puntal de albañilería = $1/4 D$

D = longitud del puntal (o longitud diagonal del tabique)

33.3. La falla de un tabique puede modificar sustancialmente el análisis estructural elástico al desaparecer el efecto de puntal en los tabiques que se agrietan o desploman; por lo tanto, será necesario que los tabiques se comporten elásticamente, incluso ante los sismos severos, y emplear elementos de anclaje que lo conecten a la estructura principal para evitar su volcamiento ante las acciones ortogonales a su plano.

33.4. Tipos de Falla y Resistencias Asociadas en los Tabiques. Los tipos de falla por carga sísmica contenida en el plano del tabique, así como las resistencias (R) respectivas, en condición de rotura del puntal, se presentan a continuación:

Nomenclatura

R = resistencia última del puntal de albañilería (en kilogramos)

L, h, t = longitud, altura y espesor del tabique, respectivamente (en centímetros)

$D = \sqrt{L^2 + h^2}$
 f_m' = resistencia característica a compresión axial de la albañilería (en kg/cm^2). Ver la Tabla 9.

f_s' = resistencia última a cizalle de la albañilería = $4 kg/cm^2$

a.- Aplastamiento (R_c). Esta falla se presenta en las esquinas del tabique, triturándose los ladrillos. La resistencia última del puntal se calculará como:

$$R_c = 0,12 f_m' D t \quad (33.4a)$$

b.- Tracción Diagonal (R_t). Esta falla se manifiesta a través de una grieta diagonal en el tabique. La resistencia última del puntal se calculará mediante la siguiente expresión:

$$R_t = 0,85 \sqrt{f_m'} D t \quad (33.4b)$$

c.- Cizalle (R_s). Este tipo de falla se produce a la mitad de la altura del tabique (junta de construcción) y se caracteriza por ser una grieta horizontal. La resistencia a la rotura del puntal se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$R_s = \frac{f_s' t D}{1 - 0,4 h/L} \quad (33.4c)$$

33.5. La fuerza de compresión actuante en el puntal, proveniente del análisis sísmico elástico ante el sismo severo, especificado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, deberá ser menor que la resistencia a la rotura del tabique (contemplando los tres tipos de falla indicados en el Artículo 33 (33.4)).

ANEXO 15:
ACTA DE
APROBACIÓN DE
TESIS



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"Evaluación del diseño estructural del pabellón de aulas "d" de la Institución Educativa
Victor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote - 2018"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORES:

PEDROSO FLORES, Armando Cesar (ORCID:0000-0003-2098-6615)
VILJEA PÉREZ, Edson Aldair (ORCID: 0000-0003-0871-1184)

ASESOR:


Ing. VÁSQUEZ SÁNCHEZ, Marco Antonio (ORCID:0000-0003-0017-2358)



Resumen de coincidencias

28 %

1	Entregado a Universidad...	23 %
2	docsida.net	1 %
3	alicia.concyteq.gob.pe	1 %
4	tesis.ucom.edu.pe	<1 %
5	repositorio.ucv.edu.pe	<1 %
6	docsida.net	<1 %
7	Entregado a Universidad...	<1 %
8	tesis.pucp.edu.pe	<1 %
9	www.sjto.gov.pe	<1 %
10	Entregado a Universidad...	<1 %
11	libertyfished.com	<1 %

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 10 Fecha : 10-06-2019 Página : 1 de 1
---	--	---

Yo, Mgtr. Gonzalo Hugo Díaz García docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Chimbote, revisor de la tesis titulada "EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN DE AULAS "D" DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA VÍCTOR ANDRÉS BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE – 2018", de los estudiantes: ARMANDO CESAR PEDROSO FLORES y EDSON ALDAIR VILELA PÉREZ; constato que la investigación tiene un índice de similitud de 28% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El suscrito analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Chimbote, 17 de diciembre del 2019



Mgtr. Gonzalo Hugo Díaz García
DNI: 40539624

Revisó	Vicerrectorado de Investigación /DEVAC/ Responsable del SGC	Aprobó	Rectorado
--------	---	--------	-----------

Nota: Cualquier documento impreso diferente del original, y cualquier archivo electrónico que se encuentre fuera del campus virtual será considerado como COPIA NO CONTROLADA.

**ANEXO 16:
AUTORIZACIÓN
PARA LA
PUBLICACIÓN EN
REPOSITORIO
INSTITUCIONAL**



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: Armando Cesar Pedroso Flores

D.N.I. : 73086298

Domicilio : URB. 21 de Abril Mz.A2 Lt.2

Teléfono : Fijo :

Móvil : 925524459

E-mail : armandopedrosof@gmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

Tesis de Pregrado

Facultad : Ingeniería

Escuela : Ingeniería Civil

Carrera : Ingeniería Civil

Título : Ingeniero Civil

Tesis de Post Grado

Maestría

Doctorado

Grado :

Mención :

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:

Armando Cesar Pedroso Flores

Edson Aldair Vilela Pérez

Título de la tesis:

Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas "D" de la Institución
Educativa Víctor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote - 2018

Año de publicación : 2018

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento,

Si autorizo a publicar en texto completo mi tesis.

No autorizo a publicar en texto completo mi tesis.

Firma : 

Fecha : 13/12/2018





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: Edson Aldair Vilela Pérez
D.N.I. : 70001460
Domicilio : Jr. Jorge Chávez Mza. E' - Lte 17 PP.JJ. Bolivar Alto
Teléfono : Fijo : Móvil : 985499306
E-mail : edson9551@gmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

Tesis de Pregrado

Facultad : Ingeniería
Escuela : Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Título : Ingeniero Civil

Tesis de Post Grado

Maestría

Doctorado

Grado :
Mención :

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:
Armando Cesar Pedroso Flores
Edson Aldair Vilela Pérez

Título de la tesis:

Evaluación del Diseño Estructural del Pabellón de Aulas "D" de la Institución
Educativa Victor Andrés Belaunde, Distrito de Chimbote - 2018

Año de publicación : 2018

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento,

Si autorizo a publicar en texto completo mi tesis.

No autorizo a publicar en texto completo mi tesis.

Firma : 

Fecha: 13/12/2018



**ANEXO 17:
FORMULARIO DE
AUTORIZACIÓN
DE LA VERSIÓN
FINAL DEL
TRABAJO DE
INVESTIGACIÓN**



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

ARMANDO CESAR PEDROSO FLORES

INFORME TÍTULADO:

EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN DE AULAS "D" DE LA INSTITUCIÓN
EDUCATIVA VÍCTOR ANDRÉS BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE – 2018

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: jueves, 13 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: 16 (Dieciséis)




Mg. GONZALO H. DÍAZ GARCÍA

ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE E.P. INGENIERÍA CIVIL



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

EDSON ALDAIR VILELA PÉREZ

INFORME TÍTULADO:

EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN DE AULAS "D" DE LA INSTITUCIÓN
EDUCATIVA VÍCTOR ANDRÉS BELAUNDE, DISTRITO DE CHIMBOTE – 2018

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: jueves, 13 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: 16 (Dieciséis)



Mg. GONZALO H. DÍAZ GARCÍA
ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE E.P. INGENIERÍA CIVIL