



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un Modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada. - Nuevo Chimbote, 2017”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL**

AUTOR:

Manuel Lara Fernández

ASESOR:

Mgtr. Gonzalo Hugo Díaz García

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

2017

PAGINA DEL JURADO

Los miembros del Jurado:

En cumplimiento del reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo damos conformidad para la sustentación de la Tesis Titulada "Influencia del Concreto Reciclado en el Comportamiento Estructural de un Modelo de Vivienda Económica con Muros de Ductilidad Limitada. - Nuevo Chimbote, 2017", la misma que debe ser defendida por el tesista: Manuel Lara Fernández aspirante a obtener el título Profesional de Ingeniero Civil.



Mgtr. Erika Magaly Mozo Castañeda

PRESIDENTE



Mgtr. Gonzalo Hugo Díaz García

SECRETARIO



Bach. Legendre Salazar Sheila Mabel

VOCAL

DEDICATORIA

A Dios que por medio de su bendición puedo llegar a obtener el conocimiento, la fuerza y la lucha del día a día para salir adelante y poder culminar con este proyecto de investigación

A mis padres, Hilario Lara y Blanca Fernández, por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo y amor durante todo este tiempo.

A mis hermanos Norma Roxana Lara Fernández, Carlos Omar Lara Fernández, Luis Anthony Lara Fernández, que son mi razón y motivación que tengo para salir adelante y pilar de mi lucha constante para lograr mis objetivos.

A mi familia Lara Chávez y Fernández Lobato, que en las buenas y en las malas, siempre están apoyándome y dándome la fuerza moral para poder cumplir con mis objetivos trazados.

AGRADECIMIENTO

Esta tesis ha sido posible gracias al apoyo constante del Dr. Rigoberto Cerna Chávez y la Mgtr. Mozo Castañeda Erika Magaly, a mis Docentes quienes, con sus conocimientos, sus orientaciones, han sido fundamentales para elaborar la presente investigación.

También agradecer a mi asesor temático Mgtr. Gonzalo Hugo Díaz García por su apoyo constante y por verse involucrado y sumar para la realización y culminación de este proyecto de investigación.

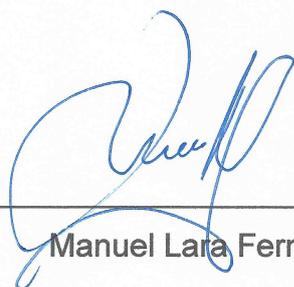
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo MANUEL LARA FERNANDEZ con DNI N° 71344340, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

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, 28 de Noviembre del 2017



Manuel Lara Fernandez

DNI N° 71344340

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado, presento ante ustedes la tesis titulada “Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada. - Nuevo Chimbote, 2017”, con la finalidad de conocer la rentabilidad de edificar una vivienda económica con concreto reciclado en Nuevo Chimbote con la finalidad de mejorar la calidad de dicha ciudad.

En el primer capítulo se desarrolla la introducción que abarca la realidad problemática, antecedentes, teorías relacionadas con el tema, formulación del problema, justificación, hipótesis y objetivos de la presente tesis.

En el segundo capítulo se desarrolla la metodología, es decir, diseño de investigación, las variables, su operacionalización, la población, la muestra, la técnica e instrumentos de recolección de datos que se utilizó, así mismo su validez y confiabilidad.

En el tercer capítulo se desarrolla el diseño de mezcla, ensayos mecánicos del concreto a los 28 días y el diseño estructural de la vivienda económica con muros de ductilidad limitada con un área de 125.59m² en el programa ETABS.

En el cuarto capítulo se presenta la discusión, donde se contrastan los datos obtenidos con los antecedentes o teorías expuestas.

En el quinto y sexto capítulo se presentan las conclusiones finales y se precisan algunas recomendaciones, respectivamente.

INDICE GENERAL

Página del jurado.....	ii
Dedicatoria.....	iii
Agradecimiento.....	iv
Declaratoria de Autenticidad.....	v
Presentación.....	vi
Índice general	vii
Índice de tablas.....	x
Índice de gráficos.....	.xii
Índice de figuras.....	.xiii
Resumenxiv
Abstract.....	.xv
I. INTRODUCCIÓN.....	16
1.1. Realidad problemática.....	16
1.2. Trabajos previos	18
1.3. Teorías relacionadas al tema	21
1.4. Formulación del problema.	30
1.5. Justificación	30
1.6. Hipótesis.....	30
1.7. Objetivos.....	31
II. MÉTODO.....	32
2.1. Diseño de investigación.....	32
2.2. Cuadro de operacionalización	32
2.3. Población y muestra	34
2.4. Técnica e instrumentos de recolección de datos validez y confiabilidad	34
2.5. Método del análisis de datos	35
2.6. Aspectos éticos	35
III. RESULTADOS.....	37
3.1. Diseño de mezcla 175 kg/cm ² concreto patrón sin sustitución de agregado grueso reciclado método aci	37
3.2. Propiedades mecánicas a la compresión, tracción y flexión del concreto reciclado	45
3.2.1. Ensayos a la compresión.....	45
3.2.1.5. Resumen de las resistencias promedio ensayadas a compresión. ..	49
3.2.2. Ensayo a la flexión	50

3.2.2.5. Resumen de las resistencias promedio ensayadas a flexión.	54
3.2.3. Ensayo a la tracción indirecta.....	55
3.2.3.5. Resumen de las resistencias promedio ensayadas a tracción indirecta	59
3.3. Comportamiento estructural mediante el empleo de programas computacionales etabs del modelo con sistema estructural de muros de ductilidad limitada para concreto reciclado.....	60
3.3.1. Predimensionamiento de elementos estructurales.	60
3.3.1.1.Muros	60
3.3.1.2.Losa maciza.	60
3.3.2. Pesos y masas por piso	60
3.3.3. Normas aplicables	60
3.3.4. Materiales	61
3.3.5. Cargas según la norma (E.020).....	62
3.3.6. Combinaciones de carga	62
3.3.7. Parámetros de evaluación sísmica.....	63
3.3.8. Estructuración.....	65
3.3.9. Análisis dinámico.....	66
3.3.9.1. Modos de vibración de la estructura.....	66
3.3.10.Masas participativas	67
3.3.11.Cortante basal	67
3.3.12.Control de derivas	68
3.3.12.1.Derivas por sismo severo.	69
3.3.13.Diseño de los muros de ductilidad limitada.....	70
3.3.14.Diseño de losa maciza	84
3.3.15.Plata de cimentación.....	88
3.3.16.Diseño de platea de cimentación.....	91
3.3.17.Diseño de vigas de cimentación.....	91
3.3.18.Diseño de escalera.....	98
3.4. Análisis de costos unitarios para concreto reciclado y concreto patrón.	102
IV. DISCUSIÓN.....	105
V. CONCLUSIONES.....	109
VI. RECOMENDACIONES.....	111
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍAS.....	112
ANEXOS	118

- Anexo 01: Matriz de consistencia
- Anexo 02: Instrumento – protocolos.
- Anexo 03: Diseño de mezcla para concreto patrón $f'c=175\text{kg/cm}^2$.
- Anexo 04: Diseño de mezcla para 100% de concreto reciclado $f'c=175\text{kg/cm}^2$.
- Anexo 05: Ensayos de resistencia a la compresión.
- Anexo 06: Ensayos de resistencia a la flexión.
- Anexo 07: Ensayos de resistencia a la tracción indirecta.
- Anexo 08: Cantidad de probetas y vigas a realizar
- Anexo 09: Ficha de recojo de datos
- Anexo 10: Ficha de registro de resultados
- Anexo 11: Parte de la norma E-020
- Anexo 12: Parte de la norma E-030
- Anexo 13: Parte de la norma E-050
- Anexo 14: Parte de la norma E-060
- Anexo 15: Parte del reglamento para la gestión y manejo de los residuos de las actividades de la construcción y demolición.
- Anexo 16: Planos de arquitectura elevaciones de la vivienda económica
- Anexo 17: Planos de instalaciones sanitarias de la vivienda económica
- Anexo 18: Planos de instalaciones eléctricas vivienda económica
- Anexo 19: Planos de estructuras vivienda económica
- Anexo 20: Panel fotográfico

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA N°01: Materiales y datos obtenidos en laboratorio para la elaboración del diseño de mezcla	37
TABLA N°02: Formulas cuando la desviación estándar para resistencia promedio son desconocidas.....	38
TABLA N°03: Formulas cuando la desviación estándar para resistencia promedio son conocidas	38
TABLA N°04: Cantidades de agua según el tamaño máximo nominal del agregado grueso.	39
TABLA N°05: Contenido de aire referente al tamaño máximo nominal del agregado.	40
TABLA N°06: Relación agua cemento vs f'c.	40
TABLA N°07: Contenido de agregado grueso referente al tamaño máximo nominal.	41
TABLA N°08: Proporciones corregidos por humedad para las diferentes sustituciones de agregado reciclado en cantidades por m ³	43
TABLA N°09: Dosificaciones corregidas por humedad obtenidas del diseño de mezcla con 20%, 40%, 60% y 80% de sustitución	44
TABLA N°10: Resistencia a la compresión del concreto patrón con el concreto reciclado con 20% de sustitución	45
TABLA N°11: Resistencia a la compresión del concreto patrón con el concreto reciclado con 40% de sustitución.	46
TABLA N°12: Resistencia a la compresión del concreto patrón con el concreto reciclado con 60% de sustitución.	47
TABLA N°13: Resistencia a la compresión del concreto patrón con el concreto reciclado con 80% de sustitución.	48
TABLA N°14: Resumen de las resistencias promedio a la compresión.....	49
TABLA N°15: Dimensiones de una viga estándar para ensayos a flexión.....	50
TABLA N°16: Resistencia a la flexión del concreto patrón con el concreto agregado reciclado con 20% de sustitución.	50
TABLA N°17: Resistencia a la flexión del concreto patrón y del concreto con agregado reciclado con 40% de sustitución.	51
TABLA N°18: Resistencia a la flexión del concreto patrón con el concreto agregado reciclado con 60% de sustitución.	52
TABLA N°19: Resistencia a la flexión del concreto patrón con el concreto reciclado con 80% de sustitución.	53
TABLA N°20: Resumen de las resistencias promedio ensayadas a flexión	54
TABLA N°21: Dimensiones de la probeta estándar para el ensayo a tracción indirecta.	55
TABLA 22: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón con el concreto reciclado con 20% de sustitución.	55

TABLA N°23. Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón con el concreto reciclado con 40% de sustitución.	56
TABLA N°24. Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón con el concreto reciclado con 60% de sustitución	57
TABLA N°25. Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón con el concreto reciclado con 80% de sustitución.	58
TABLAN°26. Resumen de las resistencias promedio atracción indirecta.....	59
TABLA N°27. Cuadro resumen de los pesos obtenidos del programa Etabs	60
TABLA N°28. Datos para la evaluación sísmica según Norma E.30.	63
TABLA N°29. Espectro de diseño sísmico.....	64
TABLA N°30. Modos de vibración según la Norma E 030.....	67
TABLA N°31. Corte dinámico y estático basal sin escalar.....	67
TABLA N°32. Corte dinámico y estático basal escalado.	68
TABLA N°33. Desplazamientos máximos en las direcciones de X-X y Y-Y	69
TABLAN°34. Longitud y área de muros en X-X y Y-Y primer piso.....	70
TABLAN°35. Longitud y área de muros en X-X y Y-Y segundo piso.....	70
TABLA N°36. Fuerzas internas de los muros X-X y Y – Y en el primer piso	71
TABLA N°37. Fuerzas internas de los muros X-X y Y – Y en el segundo piso.....	71
TABLA N°38. Acero máximos y mínimos para muros	72
TABLA N°39. Muros diseñados por corte, cuantía mínima X-X primer piso.	73
TABLA N°40. Muros diseñados por corte, cuantía mínima Y-Y primer piso.	73
TABLA N°41. Muros diseñados por corte, cuantía mínima X-X segundo piso.....	74
TABLA N°42. Muros diseñados por corte, cuantía mínima Y-Y segundo piso.....	74
TABLA N°43. Muros diseñados por flexo compresión malla vertical X-X y Y-Y primer piso.....	78
TABLA N°44. Muros diseñados por flexo compresión malla vertical X-X y Y-Y Segundo piso.	79
TABLA N°45. Muros diseñados por flexo compresión malla Horizontal X-X y Y-Y primer piso.....	82
TABLA N°46. Muros diseñados por flexo compresión malla Horizontal X-X y Y-Y Segundo piso.	83
TABLA N°47: Valores del módulo de balasto en función de la resistencia admisible del terreno.	90
TABLA N°48. Análisis de costos unitarios para concreto patrón.	102
TABLA N°49. Análisis de costos unitario para obtener un metro cubico de concreto reciclado.	103
TABLA N°50. Análisis de costos unitario para obtener un metro cubico de concreto con agregado grueso.	104

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO N°01: resistencia a la compresión del concreto patrón vs concreto reciclado al 20% de sustitución.	45
GRÁFICO N°02: resistencia a la compresión del concreto patrón vs concreto reciclado al 40% de sustitución.	46
GRÁFICO N°03: resistencia a la compresión del concreto patrón vs concreto reciclado al 60% de sustitución.	47
GRÁFICO N°04: Resistencia a la compresión del concreto patrón vs concreto reciclado al 80% de sustitución.	48
GRÁFICO N°05: Curva de resistencias promedio del ensayo a la compresión. ...	49
GRÁFICO N°06: Resistencia a la flexión del concreto patrón vs concreto reciclado al 20% de sustitución.	50
GRÁFICO N°07: Resistencia a la flexión del concreto patrón vs concreto reciclado al 40% de sustitución.	51
GRÁFICO N°08: Resistencia a la flexión del concreto patrón vs concreto reciclado al 60% de sustitución.	52
GRÁFICO N°09: Resistencia a la flexión del concreto patrón vs concreto reciclado al 80% de sustitución.	53
GRÁFICO N°10: Curva de resistencias promedio del ensayo a la flexión	54
GRÁFICO N°11: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón vs concreto reciclado al 20% de sustitución	55
GRÁFICO N°12: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón vs concreto reciclado al 40% de sustitución.	56
GRÁFICO N°13: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón vs concreto reciclado al 60% de sustitución.	57
GRÁFICO N°14: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón vs concreto reciclado al 80% de sustitución.	58
GRÁFICO N°15: Curva de resistencias promedio del ensayo a tracción indirecta.	59
GRAFICO N°16: Espectro de diseño sísmico.....	64
GRÁFICO N°17: Desplazamientos por sismos en la dirección X-X	68
GRÁFICO N°18: Desplazamientos por sismos en la dirección Y-Y	69

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA N°01: Vivienda económica modelando en el programa etabs.	65
FIGURA N°02: Distribucion de momentos flectores en las direcciones X-Y debido a la envolvente de diseño(tn-m)	84
FIGURA N°03: Distribucion de cortantes en las direcciones X-Y debido a la envolvente de diseño(Tn-m).....	85
FIGURA N°04: Distribucion de momentos en las direcciones X-Y en las frajas de diseño(Tn-m)	85
FIGURA N°05: Distribucion de cortantes en las direcciones X-Y en las frajas de diseño(Tn-m).....	86
FIGURA N°06: Modelo estructural se la platea de cimentación	88
FIGURA N°07: Distribucion de presiones debido a las cargas de gravedad y sismo, producida por la envolvente de servicio.(kg/cm2)	91
FIGURA N°08: Distribucion de momentos flectores en las direcciones X-Y debido a la envolvente de diseño(Tn-m).....	92
FIGURA N°09: Distribucion de fuerzas cortantes en las direcciones X-Y debido a la envolvente de diseño(Tn-m).....	93
FIGURA N°10: Distribucion de momentos en las direcciones X-Y en las frajas de diseño(Tn-m)	93
FIGURA N°11: Distribucion de cortantes en las direcciones X-Y en las frajas de diseño(tn-m)	94
FIGURA N°12: Vigas de cimentación.....	96
FIGURA N°13: Calculo del acero longitudinal en el programa SAFE (cm ²) eje 1- 1	96
FIGURA N°14: Calculo del acero transversal en el programa SAFE (cm ²) eje 1-1.97	

RESUMEN

El presente trabajo de investigación titulada “Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada. - Nuevo Chimbote, 2017”, consiste en realizar un diseño mezcla patrón $f'c=175\text{Kg/cm}^2$, donde se ira sustituyendo el agregado natural de $\frac{1}{2}$ ” por el agregado de concreto reciclado de $\frac{1}{2}$ ” en el 20%,40%,60% y 80%.

Los ensayos mecánicos de compresión, flexión y tracción indirecta se realizaron a los 28 días, se comparó las resistencias obtenidas del concreto con agregado grueso reciclado con el concreto patrón, los porcentajes del 20% y 40% presentan comportamientos mecánicos similares al concreto patrón, mientras que el 60% y 80% tiene un comportamiento mecánico menor; esto lleva a concluir, que a más porcentaje de sustitución la resistencia mecánica del concreto disminuye.

Para el diseño estructural en el programa ETABS de la vivienda económica con muros de ductilidad limitada con un área construida de 125.59m^2 , se utilizó el concreto con 40% de sustitución, a pesar de tener un menor peso específico y un menor módulo de elasticidad el diseño fue satisfactorio cumpliendo con todos parámetros establecidos en las Normas Peruanas vigentes: E-030, E-060, E-020 y E-0.50.

En el análisis económico, el concreto con agregado reciclado tiene un menor costo comparado con el concreto patrón de un 0.0253%, este costo puede variar dependiendo el porcentaje de sustitución es decir a mas sustitución menos costo del concreto.

Palabras claves: Concreto reciclado, diseño estructural, muros de ductilidad limitada.

ABSTRACT

This research work entitled "Influence of recycled concrete on the structural behavior of an economic housing model with walls of limited ductility. - Nuevo Chimbote, 2017 ", consists in making a pattern mix design $f'c = 175\text{Kg} / \text{cm}^2$, where it will be replacing the natural aggregate of $\frac{1}{2}$ " by the addition of recycled concrete of $\frac{1}{2}$ " in 20%, 40%, 60 % and 80%.

The mechanical tests of compression, flexion and indirect traction were performed after 28 days, the resistances obtained from the concrete with coarse aggregate recycled with the concrete was compared, the percentages of 20% and 40% present mechanical behaviors similar to the concrete pattern, while that 60% and 80% have a lower mechanical behavior; this leads to the conclusion that the more the substitution percentage the mechanical strength of the concrete decreases.

For the design in the ETABS program of the economic housing with limited ductility walls with a built area of 125.59m², the concrete with 40% substitution was used, despite having a lower weight and a lower modulus of elasticity the design was Satisfactory since it met all parameters established in standards E-030, E-060, E-020 and E-0.50.

In the economic analysis the concrete with recycled aggregate has a lower cost compared to the concrete pattern of 0.0253%, this cost can vary depending on the percentage of substitution that is to say more substitution less cost of the concrete.

Keywords: Recycled concrete, structural design, walls of limited ductility.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

Revista Techo (2015, octubre 6), Santo Domingo, existen más de 700 mil familias que comparten viviendas con otras, cerca de 250 mil viviendas deben ser demolidas debido al mal estado del material con que fueron construidas o al lugar donde se ubican, mientras que más de 1.1 millones carece de servicios básicos. Estas no son cifras vacías, son personas abandonadas a su suerte, son familias a las que el Estado les ha negado el derecho a tener una vivienda digna. Es tan alarmante esta situación, que cuatro de cada 10 personas, o no tiene una vivienda o viven en una sin acceso a algún servicio”.

El diario El Comercio (2016, marzo 4), manifiesta que, las barriadas son una especie de costra precaria, un infierno urbano que algún día tendrá que ser reemplazado por nuevas ciudades dotadas con servicios y espacios públicos. En Lima el 70% de las viviendas fueron producto de la construcción informal, en el cono norte de Arequipa donde hoy viven 150 mil personas, o en Chiclayo, donde más de 400 mil personas viven en 360 barriadas. En total, se estima que en el Perú hay 7,6 millones de personas en asentamientos humanos, en el Perú se necesita 1,8 millones de viviendas dignas.

La revista, Primera página Perú (2017, marzo 20), manifiesta que, en Áncash 2,698 viviendas se destruyeron por “Niño Costero “en toda la región hay 968 viviendas colapsadas. También hay 2,698 viviendas que han resultado inhabitables y que será necesario reconstruir. Finalmente, se informa de 3,302 viviendas fueron afectadas en su infraestructura como rajaduras, caídas de techos e inundaciones, entre otras.

Sitio web de noticias, Chimbote en línea (2016, abril 25), refiere que, en los últimos meses han aparecido cuatro invasiones, están ocupando más de las 308 hectáreas del proyecto especial Chinecas, incluso hay una invasión a 400 metros del peaje y otra frente a la vía de acceso al Campamento Atahualpa, en las nuevas invasiones han cercado terrenos de 500 y 1,000 metros cuadrados.

Según el decreto de gestión de residuos de Construcción y desmonte en el mundo (2016, mayo 12), en la Unión Europea hay grandes diferencias entre unos países y otros, variando entre menos del 10% y más del 90% de reciclaje y recuperación de residuos. En España se recicla en torno al 65% de los residuos sólidos de construcción. Las compañías constructoras se benefician de la reducida cantidad de residuos generados al reducirse los costes asociados al depósito en vertederos y reducirse el presupuesto dedicado a la compra de materias primas. La mayor parte de los residuos que no se reciclan van, en el mejor de los casos, a vertederos controlados, ocupando grandes espacios de vertido y provocando su colmatación de manera más rápida.

Según el portal de noticias Entorno inteligente (2017, abril 16), refiere que, si bien es cierto las construcciones en los cauces de los ríos son riesgosas, más peligroso es el arrojo de los desechos. Indicó que lamentablemente los ríos de la costa se han convertido en botaderos de desechos de la construcción, una realidad que calificó de penosa, pues esto genera que disminuya la profundidad del cauce y se origine un desborde.

Radio Programas del Perú noticias (2012, noviembre 13), manifiesta que, debido a la realización de obras públicas, se ha incrementado la producción de residuos sólidos, principalmente de desmonte; es por eso que se ha acordado ubicar un botadero controlado. Chinecas formalizara la donación al municipio de 118 hectáreas ubicado en la "Pampa la Carbonera" para construir una escombrera, Se espera que las empresas constructoras hagan uso de este botadero controlado y eviten utilizar la zona costera o las paralelas a la Panamericana Norte y Sur y resolver el problema de destino final y control de residuos.

1.2. TRABAJOS PREVIOS

1.2.1. ANTECEDENTES

Sánchez Vergel, 2016, en su tesis para optar el grado académico de ingeniero civil, en la universidad Francisco de Paula Santander con la investigación “Propiedades mecánicas y durabilidad de concretos haciendo uso de agregado reciclados en construcción de viviendas en el municipio de Ocaña norte de Santander”, muestra de estudio agregados reciclados en construcción de viviendas en el municipio de Ocaña norte de Santander, con la metodología descriptiva, como objetivo general Estudiar el efecto en la resistencia mecánica del concreto producido por el reemplazo en diferentes porcentajes del agregado grueso reciclado por agregado grueso natural, mediante ensayos en probetas y en un elemento estructural, aplicando los instrumentos la observación directa. Se concluyó que los ensayos realizados que al utilizar el concreto triturado de buena calidad sirve como remplazo del agregado grueso natural Así también que, al remplazar el 40% del agregado grueso reciclado por el natural no se presenta cambios comparado con un concreto patrón su comportamiento mecánico es similar, la resistencia de la compresión con 40% de remplazo fue similar a la de la muestra, mientras que la de concreto con 20% de remplazo fue un poco superior.

Condori Huanca, 2014, En su tesis para optar el grado académico de ingeniero civil en la universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez con la investigación “Reutilización de agregados en la producción del concreto para edificaciones en la ciudad de Juliaca”, muestra de estudio es la ciudad de Juliaca, con la metodología experimental - cualitativo Como objetivo general Establecer mecanismos de selección en el manejo de residuos de la construcción y demoliciones, a fin de producir agregados reciclados para ser reutilizados en la elaboración de concretos estructurales para la construcción de edificaciones en la ciudad de Juliaca, aplicando los instrumentos de la observación, se concluyó que, al establecer las particularidades físicas y resistentes de los agregados naturales y reciclados, se ha evidenciado diferencias, los agregados naturales de la cantera Isla de Juliaca, demuestran ser agregados de calidad, recomendables para la producción de concretos de calidad, así como también, los agregados reciclados tienen características menores, pero de calidad, por ende, es posible inclusive concretos

estructurales de alta resistencia. Efectuado la producción de concretos con diversas proporciones de adición de agregados reciclados; se ha señalado que a mayor cantidad de agregados reciclados por naturales disminuye la resistencia en un valor aproximado del 6 % en la resistencia del concreto.

Jordán y Viera, 2014, En su tesis para optar el grado académico de ingeniero civil en la universidad Nacional del Santa con la investigación “Estudio de la resistencia del concreto utilizando como agregado el concreto reciclado de obra” , su muestra de estudio fue el concreto reciclado, con la metodología Cuasi – experimental, como objetivo general Conocer los procesos de variación del comportamiento estructural del concreto, elaborados con diferentes porcentajes agregados gruesos reciclados, para su respectiva utilización, determinando las resistencias a la compresión, aplicando los instrumentos de la observación , se concluyó que que el porcentaje más adecuado para utilizar del agregado de concreto reciclado, demuestran que es de una proporción de 50% de agregado natural y 50% concreto reciclado, en esta proporción se tienen un incremento de la resistencia a la compresión ascendente y homogéneo, asimismo, la mezcla con un aporte del 100% de agregado de concreto reciclado según los resultados obtenidos se obtiene que existe una irregularidad en la resistencia a la compresión, no siendo homogénea ni uniforme, estos presentan un alto grado de inestabilidad. Solo se recomienda su uso para construcciones ordinarias. (veredas, sobre cimientos, pisos, etc.)

Chasi Benavides, 2016, En su tesis para optar el grado académico de ingeniero civil en la universidad Técnica de Ambato con la investigación: “Análisis comparativo de un sistema aporticado y un sistema de muros de ductilidad limitada y su incidencia en el costo beneficio”,su muestra de estudio es una vivienda unifamiliar de dos niveles”, con la metodología cuali - cuantitativo, como objetivo general Determinar comparativamente la incidencia del sistema aporticado y el sistema de muros de ductilidad limitada en el costo beneficio, para el mejoramiento de los tiempos de construcción y costos, aplicando los instrumentos de la observación se concluyó que el sistema estructural tiene posee una buena rigidez lateral, ya que las derivas de piso, resultan menores a los máximos valores permitidos por la Norma Ecuatoriana de la construcción 2015. En la dirección x se obtuvo una deriva de

0.002 y en la dirección en y una deriva de 0.0022. En las dos direcciones se cumplen las restricciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, que en estructuras de este tipo el valor máximo de deriva debe ser de 0.01. En el sistema estructural de muros de ductilidad limitada se logró una deriva en la dirección x de 0.000034 y en la dirección en y de 0.000024. Cumpliendo en sus dos direcciones lo establecido por la Norma Ecuatoriana de Construcción. En el sistema de muros de ductilidad limitada apreciamos unas derivas mínimas casi sin desplazamientos, ya que este sistema tiene una mayor rigidez lateral comparado con el sistema porticado.

Quiroz Villavicencio, 2016, En su tesis para optar el grado académico de ingeniero civil en la universidad Néstor Cáceres Velásquez con la investigación: "Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con plateas de cimentación en la ciudad de Juliaca", su muestra de estudio es "residencial las Torres Mz: A", con la metodología descriptiva - explicativa, como objetivo general Determinar el sistema de estructural que presenta un mejor comportamiento ante la amenaza sísmica en la construcción de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Juliaca, aplicando los instrumentos de la observación , se concluyó que tanto el sistema de Muros de ductilidad limitada como el de Albañilería confinada presentan un apropiado comportamiento estructural ante la amenaza sísmica, ya que cumplen con los requisitos del Diseño Sismorresistente y del Diseño Estructural que plantea el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, así como incluyen el efecto de Interacción Suelo- Estructura. A nivel de costos, tiempos de ejecución e impactos socioeconómicos, el sistema de muros de ductilidad limitada presenta mayores ventajas frente al sistema de albañilería confinada, sin embargo, no ha sido ensayado suficientemente a diferencia de la albañilería confinada, lo cual ha sido probado y mejorado a lo largo de los años. Por lo tanto, queda a criterio del proyectista utilizar el sistema que más se adecue a sus necesidades, disponibilidades o requerimientos, sirviéndose de base las ventajas y desventajas de los dos sistemas estructurales expuestos en la presente investigación.

Miranda Api, 2015, En su tesis para optar el grado académico de ingeniero civil en la universidad Cesar Vallejo con la investigación "Diseño estructural y análisis económico comparativo entre una vivienda patrón de albañilería confinada y muros

de ductilidad limitada en el A:H Nuevo Horizonte, Nuevo Chimbote – 2015”, su muestra de estudio es los sistemas estructurales muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, con la metodología no experimental: Descriptivo - comparativo, como objetivo general Realizar el diseño estructural y análisis económico de una vivienda unifamiliar con sistema patrón de Albañilería Confinada y de Muros de Ductilidad Limitada en el A.H Nuevo Horizonte en la ciudad de Nuevo Chimbote - 2015., aplicando los instrumentos de guías de recolección de datos , se llegó a la conclusión de que ambos sistemas presentan comportamientos estructurales positivos ante un sismo, visto que, cumplen con los parámetros establecidos en la norma Sismorresistente y de diseño estructural que plantea el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

El Presupuesto Total para la vivienda con el sistema de albañilería confinada es de S/. 130,109.86, mientras que para la vivienda d Muros de Ductilidad Limitada es de S/. 110,934.39. lo que significa que el sistema de muros de ductilidad limitada es un 14.74% más económica que el sistema de albañilería confinada.

1.3. TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA

1.3.1. CONCRETO RECICLADO

Reglamento para la gestión y manejo de los residuos de las actividades de la construcción y demolición (2013, pag. 5), según la norma Peruana de Gestión y manejo de los residuos de las actividades de la construcción y demolición (DECRETO SUPREMO N° 003-2013-VIVIENDA). Define que el concreto de demolición para reciclaje puede ser obtenido en bloques o reducido en partículas pequeñas, mediante fresado de construcciones civiles de concreto siempre, armado o tensado (muros de contención o sostenimiento, cimentaciones, puentes, alcantarillas canales, tuberías de cemento o concreto sin asbesto, losas de pavimentos de concreto, columnas, veredas y piso de vivienda)

1.3.1.1. PROPIEDADES FÍSICAS DEL CONCRETO RECICLADO

1.3.1.1.1. GRANULOMETRÍA

Arriaga (2013, p.23), menciona que la granulometría de los agregados reciclados depende del proceso de trituración. El porcentaje de agregado grueso que se obtiene puede variar entre 70% y 90% del agregado total producido, genera finos

durante su manipulación debido a la aparición de pequeñas partículas de mortero que se desprenden.

1.3.1.1.2. Absorción de agua

Contreras (2012, p.25), afirma que la absorción en los agregados reciclados es de 3,3% hasta un 13%. El tamaño del árido reciclado influye en la cantidad de absorción. La mayor parte de absorción se presenta en el mortero adherido ya que las partículas finas tienen una mayor absorción.

1.3.1.1.3. Contaminantes e Impurezas

Según Fernandez (Como se citó en Contreras, 2008, p.36), la presencia de materiales como La madera, plásticos, yeso, metales, vidrio, ladrillos, asfaltos, materia orgánica, etc. son impurezas y que perjudican notablemente las propiedades del concreto reciclado.

1.3.1.1.4. Mortero adherido

Carreño (2016, p.26), refiere que el agregado grueso de concreto reciclado posee una cierta cantidad de mortero adherido. Este mortero diferencia entre las propiedades de un agregado natural y un agregado de concreto reciclado: menor densidad, mayor absorción, susceptibilidad a las heladas, reacción álcali agregado y ataque de sulfatos, entre otros.

Según Bojaca (Como se citó en Carreño, 2016, p.26), “estas propiedades afectan, a su vez, negativamente a las del concreto: módulo de elasticidad, retracción, flujo plástico y problemas asociados a la durabilidad.”

1.3.1.1.5. Dosificación

Según Bojaca (Como se citó en Carreño, 2016, p.27), “para la dosificación del concreto con agregado grueso reciclado, en principio se pueden emplear los métodos convencionales de dosificación, aunque se han desarrollado algunas experiencias respecto a la utilización de agregados de concreto reciclado.”

1.3.1.1.6. Contenido de agua

Sánchez (2016, p.27), manifiesta que, la absorción de agua es mucho mayor en los agregados, debido al mortero adherido. Para asumir este incremento en la demanda de agua se puede pre saturar el agregado o incrementar el agua de mezclado; también es posible corregir este efecto mediante la utilización de aditivos

1.3.1.1.7. Contenido de cemento

Sánchez (2016, p.27), refiere que los tipos de cemento utilizados serán los mismos que se emplearían en un concreto patrón para las mismas prestaciones. Debido a

que el concreto reciclado tiene menor calidad necesitara más contenido de cemento para su dosificación.

1.3.1.1.8. Relación agua/cemento

Para Sánchez (2016, p.27), inicialmente la relación agua/cemento será la misma que para el concreto; aunque en la práctica, para sustituciones por encima del 50%, se deberá ajustar la relación agua/cemento en el concreto preparado con agregados de concreto reciclado mediante los ensayos correspondientes.

1.3.1.1.9. Porosidad

Para Javier (2008, p.20), la porosidad tiene valores de 12.5 % y 16%, la causa de este resultado es la cantidad de mortero adherido que se encuentra en los agregados de concreto reciclado.

1.3.1.1.10. Contenido de material fino

Según Hernández y Fornasier, (Como se citó en Javier, 2008, p.22), en numerosos casos el agregado reciclado muestra cantidades de polvo similar a los de agregado naturales, esto dependerá de la limpieza y la forma de trituración que tenga el agregado reciclado.

1.3.1.1.11. Permeabilidad

Según Nagataki et al. Apud. (Como se citó en Asencio, 2014, p.23), “el uso de la combinación de agregado fino y agregado grueso producto del reciclaje, en mezclas de concreto, generalmente puede causar un incremento en la porosidad del concreto; aumentando su permeabilidad, permitiendo una alta tasa de difusión de gases, lo cual impide una protección adecuada del refuerzo, frente a la corrosión.”

1.3.1.2. INFLUENCIA DE LOS AGREGADOS RECICLADOS EN EL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO.

1.3.1.2.1. Trabajabilidad

Según Rashwan y AbouRizk (Como se citó en Jordán y viera, 2014, p. 69), “un factor que afecta la trabajabilidad es la textura y forma de los agregados reciclados. Debido a la trituración, estos agregados se vuelven angulares, con una relación superficie volumen más alta que la de los agregados suaves y esféricos. Como resultado la fricción interna es mayor, por lo que requiere más mortero para brindar una mejor trabajabilidad.”

1.3.1.2.2. Peso unitario

Para Jordán y viera (2014, p.70), los agregados reciclados poseen una menor densidad de los agregados resultará, lógicamente, en un concreto de menor peso

unitario. Torben Hansen señala que un concreto con agregados reciclados posee una densidad 5% menor.

1.3.1.2.3. Exudación

Según Yang et al. (Como se citó en Jordán y viera, 2014, p.70) “la exudación en concretos con agregados reciclados de alta absorción, podría empezar a desarrollarse pasadas las dos horas de mezclado, esto lleva a concluir que, si no se comprende el fenómeno y no se toman las medidas adecuadas para controlarlo, se producirá indudablemente el agrietamiento.”

1.3.1.3. PROPIEDADES DEL CONCRETO CON AGREGADO DE CONCRETO RECICLADO EN ESTADO ENDURECIDO

1.3.1.3.1. Resistencia a la compresión

Laverde (2014, p. 21), manifiesta que, varias investigaciones han demostrado que la calidad, resistencia y especificaciones del concreto usado para la fabricación del agregado reciclado, tiene influencia significativa en las características y propiedades del concreto con agregado de concreto reciclado. Cuando se usa concreto proveniente de la demolición de estructuras para la fabricación del agregado de concreto reciclado, se logran resistencias a la compresión más altas en el concreto con agregado de concreto reciclado

1.3.1.3.2. Resistencia a la Flexión

Según Etxeberria (Como se citó en Arriaga, 2013, p.45), “ensayó doce vigas, Los resultados obtenidos en los ensayos de 25%, 50% y 100% de sustitución de agregado reciclado por natural indican pequeñas diferencias de comportamiento entre los diferentes concretos, sobre todo en situación de rotura, diferencias que aumentan cuando se analiza la figuración. En concretos con altos porcentajes de agregado de concreto reciclado la figuración se origina a cargas inferiores.”

1.3.1.3.3. Resistencia a la tracción indirecta

Según Arriaga (2013, p. 35) Se observa que cuando la sustitución afecta al 100% del agregado grueso las pérdidas de resistencia a tracción oscilan en rangos del 6-20%, con casos puntuales hasta del 30% mientras que, cuando la sustitución es inferior al 50% las diferencias pasan a ser inapreciables.

1.3.1.3.4. Módulo de elasticidad

(Laverde, 2014, p.22).” Varios investigadores han mostrado que a medida que se aumenta el porcentaje de reemplazo de agregados reciclados la elasticidad

disminuye entre un 6% a un 33% cuyo valor se ve influenciado por las diferentes propiedades del agregado usado”

Según Maruyama (Como se citó en Laverde, 2014, p.22), el módulo de elasticidad del concreto reciclado de reduce en un 20% frente a un concreto convencional.

1.3.1.3.5. Durabilidad

Para Laverde (2014, p.23), la Universidad de Kingston en sus estudios encontró que no hay reducción en la resistencia al congelamiento y deshielo o incremento en la permeabilidad o penetrabilidad en los concretos con Agregado de concreto grueso reciclado cuando los porcentajes de reemplazo del agregado no superan el 30%.

1.3.1.3.6. Desgaste en máquina de los ángeles

Arriaga (2013, p.26), afirma que, el valor esperable del coeficiente de los ángeles del agregado de concreto reciclado puede situarse en un rango muy amplio de 25-42%, dependiendo del tamaño de las partículas y de la calidad del concreto original.

1.3.1.4. PROPIEDADES QUÍMICAS DEL CONCRETO RECICLADO

1.3.1.4.1. Contenido de Cloruros

Según Jordán y viera (2014, p.67), en muchos casos, concretos nuevos producidos a partir de agregado grueso reciclado derivado de cloruro de edad concreto contaminado, no pueda cumplir con corriente los límites recomendados para el contenido de cloruro en el concreto.

1.3.1.4.2. Contenido de sulfatos

Arriaga (2013, p.27), manifiesta que, el agregado de concreto reciclado puede contener un elevado contenido de sulfatos, ya que, al contenido propio del agregado natural, se le añaden los sulfatos que contiene la pasta adherida y el yeso que tienen las edificaciones.

1.3.1.4.3. Resistencia a la helada

Arriaga (2013, p.38), menciona que, algunos autores señalan que el ensayo de resistencia a la helada realizado con soluciones de sulfato no es adecuado para evaluar la durabilidad de los agregados de concreto reciclado, teniendo en cuenta que las soluciones afectan de manera destructiva la pasta de cemento, pudiendo dar resultados no representativos.

1.3.1.5. EFECTOS EN EL MEDIO AMBIENTE

Según la norma peruana de Gestión y manejo de los residuos de las actividades de la construcción y demolición (DECRETO SUPREMO N° 003-2013-VIVIENDA). En

su artículo 19: Prohibición de abandono de residuos en lugares no autorizados. Está prohibido el abandono de residuos en bienes de dominio público: playas, plazas, parques, vías, caminos, áreas reservadas, bienes reservados y afectados en uso a la defensa nacional, áreas arqueológicas, áreas naturales protegidas y sus zonas de amortiguamiento; cuerpos de agua marinas y continentales, acantilados; así como en bienes de dominio hidráulico tales como cauces, lechos, riberas de los cuerpos de agua, playas, restingas, fajas marginales y otros.

Los Materiales provenientes de obras de infraestructura tales como construcción o reconstrucción de calles, aceras, obras de agua y alcantarillado y demás redes técnicas, solo permanecerá en la vía pública en tiempo en proporción a la intervención, según criterios similares a las obras de construcción civil y debidamente autorizados por las autoridades municipales correspondientes.

1.3.1.6. NORMATIVIDAD DEL USO DEL CONCRETO RECICLADO EN LA CONSTRUCCIÓN INTERNACIONAL.

1.3.1.6.1. Norma española EHE-08 utilización de áridos reciclados en la construcción.

Según Bozo (2012, p.65), una de las primeras características que hace el documento es las especificaciones de distribución granulométricas óptimas para el uso del concreto, arenas y gravas, dejando en claro que es necesario hace una distribución en relación D/d , donde D y d son medidas de máximo y mínimo del árido.

Según Bozo (2012, p.65), la primera recomendación especificada se basa en que la demanda de agua de concreto reciclado es mayor que del concreto virgen, al igual, que su densidad es inferior, esto se evidencia cuando la densidad es de 10-20% cuando se remplaza el 100% del árido grueso En tercer lugar establece que una sustitución de hasta 30% del árido virgen por reciclado no altera significativamente la resistencia a compresión del nuevo producto, pero esto puede cambiar si se sustituye el 100% del árido grueso, disminuyendo la resistencia entre un 10% a 20%. Igualmente, se recomienda que la aplicación del árido reciclado se limite a los casos de concreto en masa y armado de resistencias no superiores a 40 N/nm².

1.3.1.6.2. Norma holandesa sobre la utilización materiales reciclados new 5905.97

Según Venegas y Robles (2008, p.19), la normativa holandesa sobre la utilización de materiales reciclados permite su empleo en concretos en masa o armados, excluyendo su utilización en concretos pretensados. Para los agregados reciclados procedentes del concreto no se limita el porcentaje de agregados gruesos utilizados, mientras que para los provenientes de la mezcla de cerámica y concreto, se permite una sustitución máxima de 20% del agregado grueso.

Desde 1997 hay una prohibición total de verter residuos de construcción y demolición

1.3.1.6.3. Facilidad económica del concreto reciclado.

Según (Bedoya, 2003, p. 53) Los costos por metro cubico de cada tipo de concreto arrojan un ahorro de 7% al elaborar concretos reciclados en comparación con un concreto natural o tradicional. Este ahorro es depende de la cantidad de agregado grueso que es sustituido a menos sustitución, la variación de precios de uno con el otro será mínima esto depende de cómo se va obtener el agregado de concreto reciclado, la ventaja se verá reflejado en el aspecto ambiental.

1.3.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Morales, (2006, p.3), refiere que, una estructura se debe comportar de forma dúctil, asegurando de no fallar al ser sometida a grandes deformaciones. El comportamiento adecuado de las estructuras sometidas a cargas sísmicas tiene que ser dúctil para absorber y disipar la energía mediante las deformaciones inelásticas.

1.3.2.1. MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

1.3.2.2. Ductilidad

Chasi (2016, p.17), menciona que la ductilidad es la capacidad de una estructura, de sus componentes o de sus materiales de sostener, sin fallar, deformaciones que excedan el límite elástico, o que excedan e punto a partir del cual las relaciones esfuerzo vs deformación ya no son lineales.

1.3.2.3. Encofrado

Chasi (2016, p.15), afirma que, son moldes de metal madera o aluminio destinados a contener el concreto hasta su fraguado. El encofrado permite realizar un vaciado monolito de muros y losas, permite realizar el desencofrado al día siguiente de todos los elementos

1.3.2.4. Acero de refuerzo.

Según Ottazzi (como se cito en Rodríguez, 2011, p.5. párr.1), “El concreto es un material que no puede resistir esfuerzos de tracción y es por ello que se usa acero como refuerzo capaz de soportar esfuerzos. Esto es posible principalmente por la adherencia que existe entre el concreto y el acero, sin que se produzca deslizamiento entre los dos materiales.”

1.3.2.5. Mallas electrosoldadas

Según Rodríguez (2011, p.10), “Las mallas electrosoldadas se utilizan como refuerzo prefabricado para el concreto. La reducción en la ductilidad es debido a que son sometidas a un proceso de estiramiento en frío (trefilado). Estas barras pueden ser lisas o corrugadas”.

1.3.2.6. Placa de cimentación

Delgado y Peña (2006, p.30), afirman que, la cimentación de los edificios con muros de ductilidad limitada, usualmente son placas de cimentación superficial que también sirve como contrapiso que el refuerzo más común el uso de malla electrosoldada por su rapidez en el momento del habilitado en obra, presenta una reducción considerable en los tiempos de armado

1.3.2.7. Recubrimientos

Delgado y Peña (2006, p.32), mencionan que, la malla electrosoldada tiene un recubrimiento de 5 cm, este recubrimiento puede ser menor debido a la buena compactación. Para obtener un recubrimiento adecuado se emplean dados de concreto.

1.3.3. MUROS

Delgado y Peña (2006, p.35), refieren que, los muros tienen espesores de 10 a 12 cm y están armados generalmente con una malla electrosoldada centrada como refuerzo distribuido. Como refuerzo concentrado en los extremos se emplean varillas de acero corrugado que no se confinan por estribos, el refuerzo vertical concentrado se “amarra” al refuerzo distribuido con ganchos que se traslapan al refuerzo longitudinal y terminan en un doble de 5 a 9 cm.

1.3.3.1. Instalaciones sanitarias y eléctricas en muros

Delgado y Peña (2006, p.41), Las tuberías eléctricas y sanitarias con diámetros menores de 2” casi en su totalidad van embebidas en los muros, '. Las tuberías de diámetros mayores, pasan por ductos y en algunos casos por falsas columnas de 20 cm.

1.3.3.2. Instalaciones sanitarias y eléctricas en losas

Delgado y Peña (2006, p.51), mencionan que, por las losas se pasan las tuberías eléctricas y de agua, para las tuberías de desagüe se emplean losas o sobre pisos de 17 a 25 cm.

1.3.4. DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

1.3.4.1. Muros

Según la norma NTE E.060 Concreto Armado: Artículo 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.”

Según lo dispuesto en el artículo 14 de la norma NTE E.060 Concreto Armado, los muros deben estar diseñados con una resistencia a la compresión mayor a las cargas actuantes amplificadas respectivamente.

Para la verificación usamos la ecuación del artículo 14.5.2 de la Norma E.060 concreto armado

1.3.4.2. Losas macizas.

Para el pre dimensionamiento se usa la recomendación del Ingeniero Antonio Blanco Blasco en su libro Estructuración y Diseño de Concreto Armado, donde el espesor del paño debe ser mayor al perímetro dividido entre 180.

1.3.5. ANÁLISIS SÍSMICO

El Análisis Sísmico se realizará con el objetivo de determinar las fuerzas internas en todos los elementos estructurales para después proceder a desarrollar el diseño. Asimismo, se usará para estimar los desplazamientos laterales del edificio, los mismos que deberán encontrarse dentro de los valores permisibles dados en la Norma. E.030 Diseño Sismoresistente.

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

¿Cuál es la influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada -Nuevo Chimbote, 2017?

1.5. JUSTIFICACIÓN

Debido al aumento de población en todo el mundo cada vez se mejoran o ejecutan obras civiles para cumplir con las necesidades de la población. Sin embargo, en muchos casos se está descuidando y no brindando la importancia que se merece a los residuos sólidos en la construcción, que día a día aumentan de forma considerable.

En Japon, Europa y Estados unidos se producen más de 900 millones de toneladas de residuos sólidos por año, y otra cantidad muy grande en el resto del mundo. Estos residuos sólidos de construcción están afectando al medio ambiente, ecosistema, fauna y flora. No obstante, las autoridades no dan la importancia que se merece a este problema, que no solo afecta a la ciudad de Nuevo Chimbote sino a casi todo el mundo. Debemos de buscar una solución, y la solución es reutilizarlo en un concreto nuevo a bajo costo de esta manera se contribuirá notablemente con el medio ambiente.

En este proyecto se evaluará si el concreto reciclado es adecuado para ser utilizado en los muros de ductilidad limitada, de ser el caso, ayudaría de manera considerable a la población ejecutando viviendas económicas a bajo costo para mejorar su calidad de vida.

1.6. HIPÓTESIS

El concreto reciclado influirá positivamente en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada, brindando una mejor calidad de vida a los habitantes de Nuevo Chimbote.

1.7. OBJETIVOS

1.7.1. OBJETIVO GENERAL.

Determinar la influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada - Nuevo Chimbote, 2017.

1.7.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Realizar el diseño de mezcla $f'c = 175\text{kg/cm}^2$ con concreto reciclado en sustitución del 20%, 40%, 60% y 80% de agregado reciclado.

Ensayar las propiedades mecánicas a la compresión, flexión y tracción indirecta del concreto reciclado.

Diseñar un modelo de vivienda económica con planos de arquitectura, estructuras, instalaciones sanitarias e instalaciones eléctricas.

Evaluar el comportamiento estructural mediante el empleo de programas computacionales ETABS del modelo con sistema estructural de muros de ductilidad limitada para y concreto reciclado.

Realizar el análisis de costos unitarios para concreto reciclado y concreto patrón.

II. MÉTODO

2.1. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Según Sailing, una investigación correlacional es aquella en que se analiza la relación entre ciertos sucesos, proporcionando indicios de la relación que podría existir entre dos o más cosas, o de que también uno o más datos podrían predecir un resultado específico, explica la relación entre dos variables, no necesariamente significa que una sea la causa de otra, es decir investiga asociaciones entre dos variables, pero no relaciones causales. (Causa – Efecto) (Borja, 2012. Pp,13).

De acuerdo a la técnica de contrastación la investigación es correlacional - no experimental



Donde:

M_i = concreto reciclado

X_i = concreto reciclado (20%,40%, 60% y 80% de concreto reciclado que sustituye al agregado grueso convencional)

O_i = Resultados obtenido del $F'c$ mayor o igual a 175 kg/cm²

Y_1 = comportamiento estructural.

2.2. CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
CONCRETO RECICLADO	Se entiende por concreto reciclado al concreto fabricado con gravas recicladas o una mezcla de agregado reciclado y grava natural. Los numerosos estudios realizados han analizado la influencia que tienen sobre el concreto la utilización de la grava gruesa y el agregado fino reciclado (Navarro, 2008, pp,23).	Para esta investigación se elaborará el concreto reciclado con la dosificación adecuada, trabajando en probetas cuyos datos serán recogidos del laboratorio que sirva para determinar el comportamiento estructural de una vivienda económica de muros de ductilidad limitada	Diseño de mezcla con concreto reciclado	% de sustitución de agregado reciclado	Razón
			Propiedades mecánicas	Resistencia a la compresión	Nominal
				Resistencia a la flexión	
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	El comportamiento estructural es como los elementos responden al estar sometidos a cualquier fuerza contrarrestando cualquier deformación (Morales, 2006.pp.1)	Una vez realizado y encontrar la dosificación mayor o igual a 175 kg/cm ² , se pasará a realizar el modelamiento estructural en el PROGRAMA ETABS , para determinar si el concreto reciclado influye de manera positiva o negativa frente a un concreto convencional.	Diseño de una vivienda económica	Arquitectura Estructurales	Nominal
				Instalaciones sanitarias	
				Instalaciones eléctricas	
			Evaluación estructural	Modelamiento	Nominal
				Derivas	
			Análisis de costos unitarios	(1m ³) de concreto patrón	Nominal
(1m ³) de concreto con 40% de agregado reciclado.					

2.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

2.3.1. POBLACIÓN

Martínez(2012.P.274).La población es un conjunto de medidas, o el recuento de todas las unidades que presentan una característica común. Se podría definir como un conjunto de mediciones, finito o infinito, real o conceptual.

Borja(2012.p.30).Desde un punto de vista estadístico, se denomina población o Universo al conjunto de elementos o sujetos que serán motivo de estudio.

Para esta investigación la población es Modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.

2.3.2. MUESTRA

Hernández, Fernández y baptista (2014. P.173). La muestra es un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectará datos, y que tiene que definirse y delimitarse de antemano con precisión, además de que debe ser representativo de la población. El investigador pretende que los resultados encontrados en la muestra se generalicen o extrapolen a la población. El interés es que la muestra sea estadísticamente representativa.

Para esta investigación la muestra de estudio es Modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.

2.3.3. UNIDAD MUESTRAL

Para esta investigación la población y muestra son las mismas: Modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada. Esto debido a que la población es pequeña, por lo tanto, la población es la misma que la muestra.

2.4. TÉCNICA E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS VALIDEZ Y CONFIABILIDAD

Borja (2012. P.33). Se utilizarán para recopilar toda la información de campo, se deben presentar todos los formatos utilizados en la investigación, El proceso de recolección de datos implica seleccionar el instrumento de recolección de datos, el mismo que debe ser válido y confiable. Aplicar el instrumento a la muestra de estudio; es decir obtener observaciones registros o mediciones de variables. Analizar la información recopilada.

Hernández, Fernández y Baptista (2014. P.198). A su vez, refieren que la recolección de datos es un proceso que implica elaborar un plan detallado de procedimientos que nos conduzcan a reunir datos con un propósito específico.

2.4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

2.4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Hernández, Fernández y Baptista (2014. P.200). afirman que, todo instrumento de recolección de datos debe reunir tres requisitos esenciales: confiabilidad, validez y objetividad.

PROTOCOLOS:

- NTP 339.034, 334.003, 339.084, 339.127, 400.012 y
- Método ACI Comité 211

2.4.3. VALIDEZ Y CONFIABILIDAD DEL INSTRUMENTO

Hernández, Fernández y Baptista (2014. P.204). La validez de expertos es el grado en que un instrumento realmente mide la variable de interés, de acuerdo con expertos en el tema. La validez de un instrumento de medición se evalúa sobre la base de todos los tipos de evidencia. Cuanta mayor evidencia de validez de contenido, de validez de criterio y de validez de constructo tenga un instrumento de medición, éste se acercará más a representar las variables que pretende medir.

En esta investigación se emplearán normas técnicas en el presente estudio que no requieren de validación por juicio de expertos ni de evaluación de confiabilidad por que han sido elaboradas por un equipo altamente especializado en la materia y constituyen procedimientos estandarizados que tienen alcance nacional e internacional.

2.5. MÉTODO DEL ANÁLISIS DE DATOS

Borja(2012. P.36). El análisis de datos que se realizarán dependerá del tipo de datos que se hayan recolectado durante el trabajo de campo. Para el caso de datos cuantitativos será necesario codificarlos y pasarlo a una matriz de datos en alguna hoja electrónica. Posteriormente se debe realizar el análisis cuantitativo o estadístico de cada variable de estudio, así tenemos: Estadística descriptiva y estadística inferencial

En esta investigación el análisis de datos se encuentra ligado a la hipótesis.

2.6. ASPECTOS ÉTICOS

- **RESPONSABILIDAD SOCIAL:** La presente investigación fue desarrollada con el afán de plantear alternativas estructurales y

económicas para el diseño de viviendas y así beneficiar a una parte de la población que no gocen de una vivienda digna.

- **RESPECTO POR LA PROPIEDAD INTELECTUAL:** Esta investigación al ser aplicada, se ha tomado como antecedentes y marco teórico de diferentes libros, tesis y normas, las cuales fueron debidamente citados y así se respetará los derechos de autor.
- **HONESTIDAD:** La información y los datos que se obtuvieron dentro de estas investigaciones son veraces y realizados por el autor.

III. RESULTADOS

3.1. Diseño de mezcla $f'c=175\text{kg/cm}^2$ con concreto reciclado en sustitución en porcentajes del 20%, 40%, 60% y 80% de agregado reciclado.

3.1.1. Diseño de mezcla 175 kg/cm^2 concreto patrón sin sustitución de agregado grueso reciclado Método ACI .

TABLA N°01: Materiales y datos obtenidos en laboratorio para la elaboración del diseño de mezcla.

MATERIALES	DATOS OBTENIDOS EN LABORATORIO	
	Cantidades	Unidades
Cemento		
Portland ASTM tipo I		
Peso específico	3.12	Gr/cm ³
Agua		
Potable, de la red de seda Chimbote		
Peso específico	1	Gr/cm ³
Agregado fino		
Peso específico de la masa	2.70	Gr/cm ³
Peso unitario seco suelto	1533.40	Kg/m ³
Peso unitario seco compactado	1736.70	Kg/m ³
Absorción	1.63	%
Contenido de humedad	0.63	%
Módulo de fineza	2.42	
Agregado grueso natural		
Tamaño máximo nominal	½"	
Peso seco compactado	1601.70	Kg/m ³
Peso seco suelto	1409.4	Kg/m ³
Peso específico de la masa	2.60	Gr/cm ³
Absorción	0.25	%
Contenido de humedad	0.23	%
Agregado grueso reciclado		
Tamaño máximo nominal	½"	
Peso seco suelto	1160.50	Kg/m ³
Peso seco compactado	1370.60	Kg/m ³
Peso específico de la masa	2.75	Gr/cm ³
Absorción	3.21	%
Contenido de humedad	3.71	%

Fuente, elaboración propia, 2017.

3.1.1.1. Determinación de la resistencia promedio.

- Cuando se conoce el valor de la desviación estándar se usa las siguientes formulas:

TABLA N°02: Formulas cuando la desviación estándar para resistencia promedio son desconocidas.

Fórmula 01	Fórmula 02
$f'_{cr} = f'c + 1.34s$	$f'_{cr} = f'c + 2.33s - 35$
Dónde: S= desviación estándar de kg/cm ²	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

- Cuando se desconoce el valor de la desviación estándar

TABLA N°03: Fórmulas cuando la desviación estándar para resistencia promedio son conocidas

f'c	f'cr(kg/cm ²)
Menos de 210	F'c + 70
210 a 350	F'c + 84
Sobre 350	F'c + 98

Fuente. Elaboración propia, 2017

En este caso como la desviación estándar se desconoce y el f'cr de la investigación es de 175kg/cm², entonces:

$$f'_{cr} = 175+70= 245\text{kg/cm}^2$$

3.1.1.2. Selección del tamaño máximo nominal

En esta investigación tendremos muros de ductilidad limitada con un espesor mínimo de 10cm como indica la norma peruana E 060, y por granulometría corresponde agregado grueso de un tamaño máximo de 1/2"

3.1.1.3. Selección del asentamiento.

De acuerdo a las especificaciones, la condición de colocación por el mismo sistema estructural requiere que tenga una consistencia fluida, correspondiendo un asentamiento mayor a 6".

3.1.1.4. Volumen unitario de agua.

TABLA N°04: Cantidades de agua según el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

SLUMP	Tamaño máximo de agregado							
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"
sin aire incorporado								
1" a 2"	207	199	190	179	166	154	130	113
3" a 4"	228	216	205	193	181	169	145	124
6" a 7"	243	228	216	202	190	178	160	---
% de aire atrapado	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incorporado								
1" a 2"	181	175	168	160	150	142	122	107
3" a 4"	202	193	184	175	165	157	133	119
6" a 7"	216	205	197	184	174	166	154	---
% de aire incorporado en función del grado de exposición								
NORMAL	4.5	4	3.5	3	2.5	2.	1.5	1
MODERADA	8	5.5	5	4.5	4.5	4	3.5	3
EXTREMA	7..5	7	6	6	5.5	5	4.5	4

Fuente. Elaboración propia, 2017

De acuerdo a la tabla N° 05, se determina que el volumen unitario de agua, o agua de diseño, necesario para este diseño de mezcla cuyo asentamiento es de 6" a 7", cuyo agregado grueso tiene un tamaño máximo nominal de 1/2", es de **228 lt/m³**.

3.1.1.5. Volumen unitario de agua.

TABLA N°05: Contenido de aire referente al tamaño máximo nominal del agregado.

SLUMP	Tamaño máximo de agregado							
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"
sin aire incorporado								
1" a 2"	207	199	190	179	166	154	130	113
3" a 4"	228	216	205	193	181	169	145	124
6" a 7"	243	228	216	202	190	178	160	---
% de aire atrapado	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incorporado								
1" a 2"	181	175	168	160	150	142	122	107
3" a 4"	202	193	184	175	165	157	133	119
6" a 7"	216	205	197	184	174	166	154	---
% de aire incorporado en función del grado de exposición								
NORMAL	4.5	4	3.5	3	2.5	2.	1.5	1
MODERADA	8	5.5	5	4.5	4.5	4	3.5	3
EXTREMA	7..5	7	6	6	5.5	5	4.5	4

Fuente. Elaboración propia, 2017

De acuerdo a la tabla N° 05, se determina que el contenido de aire atrapado para un agregado grueso que tiene un tamaño máximo nominal de 1/2", es de **2.5%**

3.1.1.6. Relación agua / cemento.

TABLA N°06: Relación agua cemento vs F'c.

Relación agua/ cemento vs f'c		
F'c a 28 días (kg/cm ²)	Relación Agua/ cemento en peso	
	Sin aire incorporado	Con aire incorporado
450	0.38	-----
400	0.42	-----
350	0.47	0.39
300	0.54	0.45
250	0.62	0.53
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

Fuente. Elaboración propia, 2017.

Esta investigación no presenta problemas de interperismo ni de ataques de sulfatos, u otros tipos de acciones que pudieran dañar al concreto, se seleccionará la relación agua – cemento únicamente por resistencia.

Para una resistencia promedio de calculado anteriormente en el ítem 3.1.2.2 es de 245kg/cm², ya que este dato se encuentra entre 250kg/cm² y 200kg/cm² es necesario la interpolación obteniendo una relación agua – cemento de **0.628**.

3.1.1.7. Factor cemento

el factor cemento se determina dividiendo el volumen unitario de agua entre la relación agua – cemento.

$$Factor\ cemento = \frac{228}{0.628} = 363.06 \frac{kg}{cm^2} = \mathbf{8.54\ bolsas/m^3}$$

3.1.1.8. Contenido de agregado grueso

TABLA N°07: Contenido de agregado grueso referente al tamaño máximo nominal.

Tamaño Máximo nominal del agregado grueso	Volumen de agregado grueso, seco y compactado por unidad de volumen del concreto, para diversos módulos de fineza del fino			
	2.40	2.60	2.80	3.00
3/8"	0.50	1.48	0.46	0.44
1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
1"	0.71	0.69	0.67	0.60
1 1/2"	0.76	0.74	0.72	0.70
2"	0.78	0.76	0.74	0.72
3"	0.81	0.79	0.77	0.72
6"	0.87	0.85	0.83	0.81

Fuente. Elaboración propia, 2017

Según resultados del laboratorio el módulo de fineza de la arena es de 2.42, ya que ese valor no se encuentra en la tabla N°07 se procederá a interpolar obteniendo un resultado de **0.588**

$$Peso\ del\ agregado\ grueso = cont.\ agr.\ grueso \times peso\ seco\ compc.$$

$$Peso\ del\ agregado\ grueso\ seco = 0.588 \times 1601.70 = \mathbf{941.80kg/m^3}$$

3.1.1.9. Cálculo de volúmenes absolutos

Una vez conocidos los pesos del cemento, agua y agregado grueso, así como el volumen de aire, se procede a calcular la suma de volúmenes absolutos de cada ingrediente:

$$\text{Cemento} = \frac{363.06}{3.12} = \frac{116.37}{1000} = 0.116m^3$$

$$\text{Agua} = \frac{228}{1} = \frac{228}{1000} = 0.228m^3$$

$$\text{Aire} = 2.5\% = \frac{2.5}{100} = 0.025m^3$$

$$\text{Agregado grueso} = \frac{941.80}{2.60} = \frac{362.23}{1000} = 0.362m^3$$

Suma de los valores conocidos es de: **0.731m³**

3.1.1.10. Cálculo de contenido de agregado fino.

El volumen absoluto de agregado fino será igual a la diferencia entre la unidad y la suma de volúmenes absolutos. El peso del agregado fino será igual a su volumen absoluto multiplicado por el peso específico de la masa.

$$\text{Volumen absoluto del agregado fino} = 1 - 0.731 = \mathbf{0.269 m^3}.$$

$$\text{Peso del agregado fino seco} = 0.269 \times 2.70 \times 1000 = \mathbf{726.3 kg/m^3}.$$

3.1.1.11. Valores de diseño.

- ✓ Cemento.....363.06 kg/m³
- ✓ Agua de diseño.....228 lt/ m³
- ✓ Agregado fino seco.....726.3 kg/m³
- ✓ Agregado grueso seco.....941.80 kg/m³

3.1.1.12. Corrección por humedad del agregado.

Las proporciones de los materiales que integran la unidad cubica del concreto debe ser corregida en función de las condiciones de humedad de los agregados finos y gruesos, con el fin de obtener los valores que se utilizaran en obra.

$$\text{Agregado fino} = 726.3 \times 1.0063 = \mathbf{730.876 kg/m^3}.$$

$$\text{Agregado grueso} = 941.80 \times 1.0023 = \mathbf{943.966 kg/m^3}.$$

3.1.1.13. Humedad superficial del agregado.

Para determinar la humedad superficial del agregado tanto fino como grueso se resta el porcentaje de absorción menos el porcentaje de humedad

$$\text{Agregado fino} = 1.63 - 0.63 = +1\%$$

$$\text{Agregado grueso} = 0.25 - 0.23 = +0.02\%$$

los aportes de humedad de los agregados serán:

$$\text{Agregado fino} = 726.30 \times (+0.01) = +7.263\text{lt/m}^3.$$

$$\text{Agregado grueso} = 941.80 \times (+0.0002) = 0.188\text{t/m}^3.$$

$$\text{Aporte de humedad de los agregados} = 7.075 \text{ lt/m}^3$$

$$\text{Agua efectiva} = 228 - 7.075 = 220.925\text{lt/m}^3$$

3.1.1.14. Peso de los agregados ya corregidos por humedad

- ✓ Cemento.....363.06 kg/m³
- ✓ Agua de efectiva.....220.925 lt/ m³
- ✓ Agregado fino húmedo.....730.876kg/m³
- ✓ Agregado grueso húmedo.....946.966 kg/m³

3.1.1.15. Proporciones

- ✓ Proporción de los materiales sin corregir.

$$\frac{363.06}{363.06} : \frac{726.3}{363.06} : \frac{941.80}{363.06} = 1 : 2.0 : 2.59 + 26.69\text{lt/saco}$$

- ✓ Proporciones de los materiales corregidos por humedad.

$$\frac{363.06}{363.06} : \frac{730.876}{363.06} : \frac{946.966}{363.06} = 1 : 2.01 : 2.61 + 25.15\text{lt/saco}$$

TABLA N°08: Proporciones corregidos por humedad para las diferentes sustituciones de agregado reciclado en cantidades por m³.

% de reemplazo de agregado reciclado	Cemento	Arena	Agregado Natural 1/2"	Agregado Reciclado 1/2"
0% concreto patrón	1	2.01	2.61	0
20% de sustitución	1	2.01	2.088	0.522
40% de sustitución	1	2.01	1.566	1.044
60% de sustitución	1	2.01	1.044	1.566
80% de sustitución	1	2.01	0.522	2.088

Fuente, elaboración propia, 2017.

3.1.2. Criterios para el diseño de mezcla de concretos con agregados gruesos naturales y reciclados.

Para la elaboración de concreto reciclado se hizo el diseño de mezcla con 4 porcentajes de remplazo diferentes del 20%, 40%, 60% y 80% para una resistencia a la compresión 175 kg/cm², con un asentamiento máximo de 6" a 7".

Para el diseño de mezcla con agregados reciclados se toma como base un diseño de mezcla patrón en este caso f_c 175kg/cm² y en la parte del agregado grueso se sustituyen los agregados naturales por reciclados cuyas proporciones se nombraron anteriormente.

La cantidad de agua de mantuvo fija hasta el 40% de sustitución, para el 60% y 80% se observó una variación en la trabajabilidad y asentamiento del concreto porque lo que fue necesario corregir la cantidad de agua para llegar al asentamiento del diseño deseado teniendo una corrección del 9.46% para el 80% de sustitución y 8.06% para el 60% de sustitución.

el empleo de agregados reciclados solamente se efectúa con la sustitución parcial o total, la sustitución del agregado reciclado se realiza en la preparación de la mezcla convencional, en la siguiente tabla se presentan las diferentes dosificaciones de materiales para cada tipo de mezcla.

TABLA N°09: Dosificaciones corregidas por humedad obtenidas del diseño de mezcla con 20%, 40%, 60% y 80% de sustitución

% de sustitución	f_c (kg/cm ²)	a/c	tamaño máximo nominal	cemento (bls)	Arena gruesa (m ³)	Agregado grueso		agua (m ³)
						Natural	Reciclado	
0% concreto patrón	175	0.628	1/2"	8.54	0.481	0.624	-	0.221
20% de sustitución	175	0.628	1/2"	8.54	0.481	0.4992	0.1248	0.221
40% de sustitución	175	0.628	1/2"	8.54	0.481	0.3744	0.2496	0.221
60% de sustitución	175	0.628	1/2"	8.54	0.481	0.2496	0.3744	0.234
80% de sustitución	175	0.628	1/2"	8.54	0.481	0.1248	0.4992	0.242

Fuente. Elaboración propia, 2017

3.2. Propiedades mecánicas a la compresión, tracción y flexión del concreto reciclado

3.2.1. ENSAYOS A LA COMPRESIÓN.

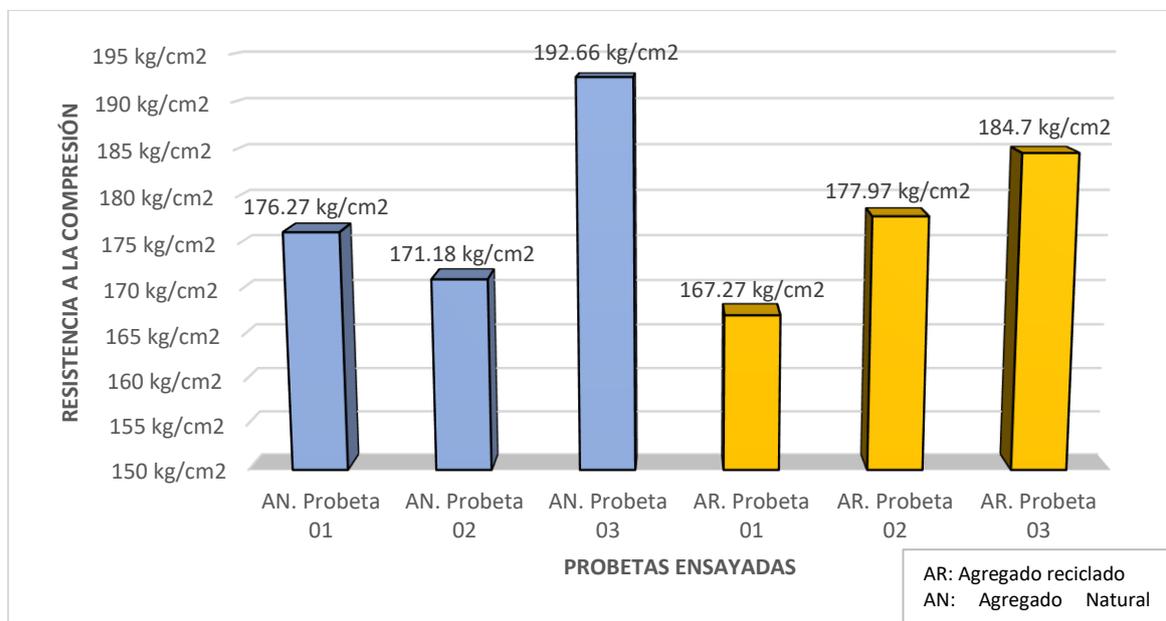
3.2.1.1. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 20%.

TABLA Nº10: Resistencia a la compresión del concreto patrón con el concreto reciclado con 20% de sustitución

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$						
Nº de probeta	Estructuración o identificación	Edad (días)	Carga máxima(kg)	Sección (cm ²)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)
1	AN. Probeta 01	28	31150	176.715	176.27	180.04
2	AN. Probeta 02	28	30250	176.715	171.18	
3	AN. Probeta 03	28	34046	176.715	192.66	
CONCRETO RECICLADO 20% DE SUSTITUCIÓN						
Nº de probeta	Estructuración o identificación	Edad (días)	Carga máxima(kg)	Sección (cm ²)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)
1	AR. Probeta 01	28	29560	176.715	167.27	176.65
2	AR. Probeta 02	28	31450	176.715	177.97	
3	AR. Probeta 03	28	32640	176.715	184.7	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO Nº01: resistencia a la compresión del concreto patrón vs concreto reciclado al 20% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°10 y el gráfico N°01 muestran los resultados del ensayo a la compresión. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 180.04 kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 20% una resistencia promedio de 176.65kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 1.917% frente al concreto patrón.

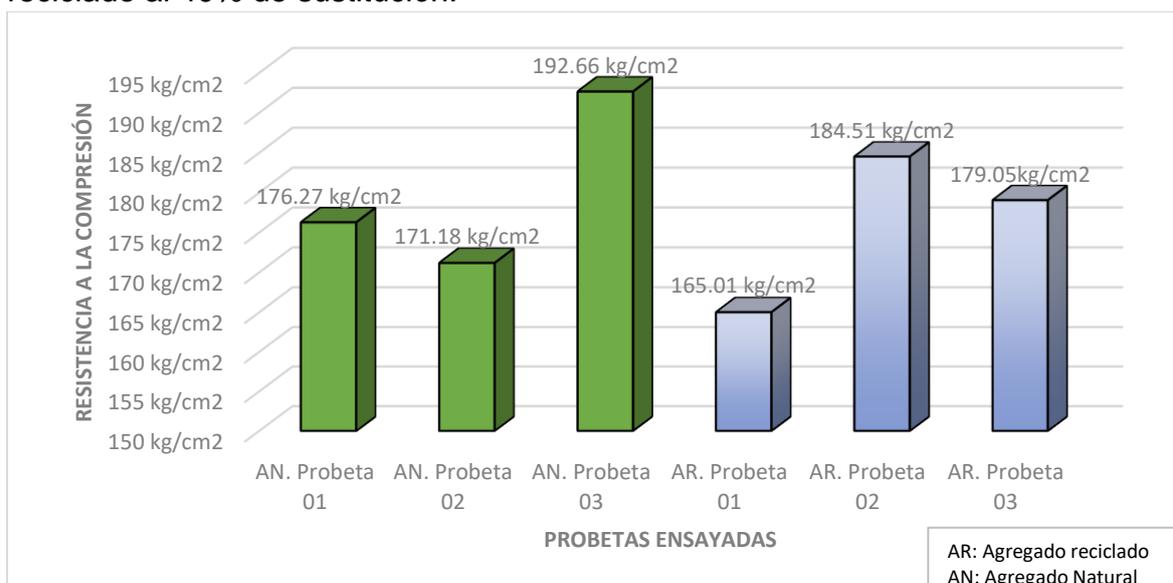
3.2.1.2. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 40%.

TABLA N°11: Resistencia a la compresión del concreto patrón con el concreto reciclado con 40% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$						
Nº de probeta	Estructuración o identificación	Edad (días)	Carga máxima(kg)	Sección (cm ²)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)
1	AN. Probeta 01	28	31150	176.715	176.27	180.04
2	AN. Probeta 02	28	30250	176.715	171.18	
3	AN. Probeta 03	28	34046	176.715	192.66	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 40 %						
Nº de probeta	Estructuración o identificación	Edad(días)	Carga máxima(kg)	Sección(cm ²)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)
1	AR. Probeta 01	28	29159	176.715	165.01	176.19
2	AR. Probeta 02	28	32606	176.715	184.51	
3	AR. Probeta 03	28	31640	176.715	179.05	

Fuente. Elaboración propia, 2017

GRÁFICO N°02: resistencia a la compresión del concreto patrón vs concreto reciclado al 40% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°11 y el gráfico N°02 muestran los resultados del ensayo a la compresión. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 180.04 kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 40% una resistencia promedio de 176.19 kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 2.19% frente al concreto patrón.

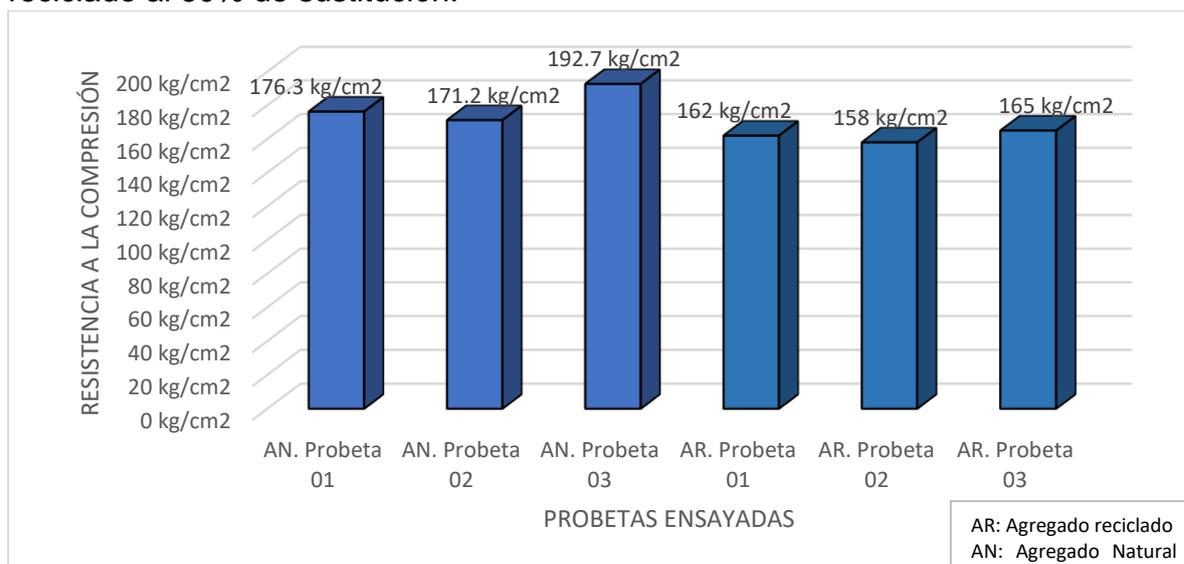
3.2.1.3. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 60%.

TABLA N°12. Resistencia a la compresión del concreto patrón con el concreto reciclado con 60% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$						
Nº de probeta	Estructuración o identificación	Edad (días)	Carga máxima (kg)	Sección (cm ²)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)
1	AN. Probeta 01	28	31150	176.715	176.27	180.04
2	AN. Probeta 02	28	30250	176.715	171.18	
3	AN. Probeta 03	28	34046	176.715	192.66	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 60 %						
Nº de probeta	Estructuración o identificación	Edad (días)	Carga máxima (kg)	Sección (cm ²)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)
1	AR. Probeta 01	28	28634	176.715	162.03	161.68
2	AR. Probeta 02	28	27915	176.715	157.97	
3	AR. Probeta 03	28	29163	176.715	165.03	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°03: resistencia a la compresión del concreto patrón vs concreto reciclado al 60% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°12 y el gráfico N°03 muestran los resultados del ensayo a la compresión. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 180.04 kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 60% una resistencia promedio 161.68 kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 11.36% frente al concreto patrón.

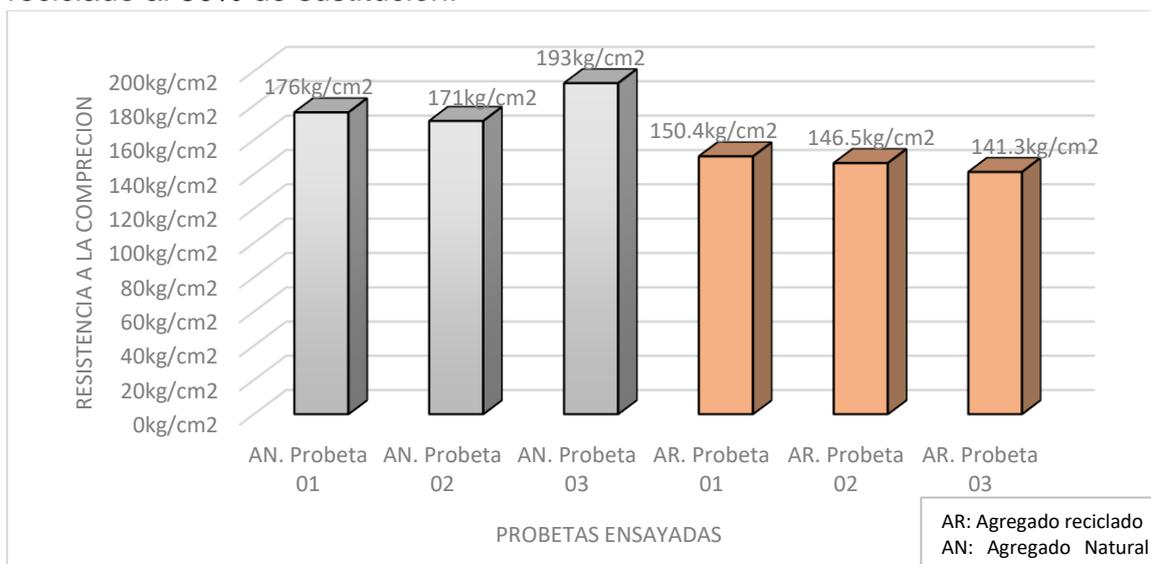
3.2.1.4. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 80%.

TABLA N°13. Resistencia a la compresión del concreto patrón con el concreto reciclado con 80% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$						
Nº de probeta	Estructuración o identificación	Edad (días)	Carga máxima (kg)	Sección (cm ²)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)	Promedio (kg/m ²)
1	AN. Probeta 01	28	31150	176.715	176.27	180.04
2	AN. Probeta 02	28	30250	176.715	171.18	
3	AN. Probeta 03	28	34046	176.715	192.66	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 80 %						
Nº de probeta	Estructuración o identificación	Edad(días)	Carga máxima(kg)	Sección(cm ²)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)
1	AR. Probeta 01	28	26579	176.715	150.41	146.07
2	AR. Probeta 02	28	25897	176.715	146.55	
3	AR. Probeta 03	28	24962	176.715	141.26	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°04: Resistencia a la compresión del concreto patrón vs concreto reciclado al 80% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°13 y el gráfico N°04 muestran los resultados del ensayo a la compresión. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 180.04 kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 80% una resistencia promedio de 150.41 kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 19.70% frente al concreto patrón.

3.2.1.5. Resumen de las resistencias promedio ensayadas a compresión.

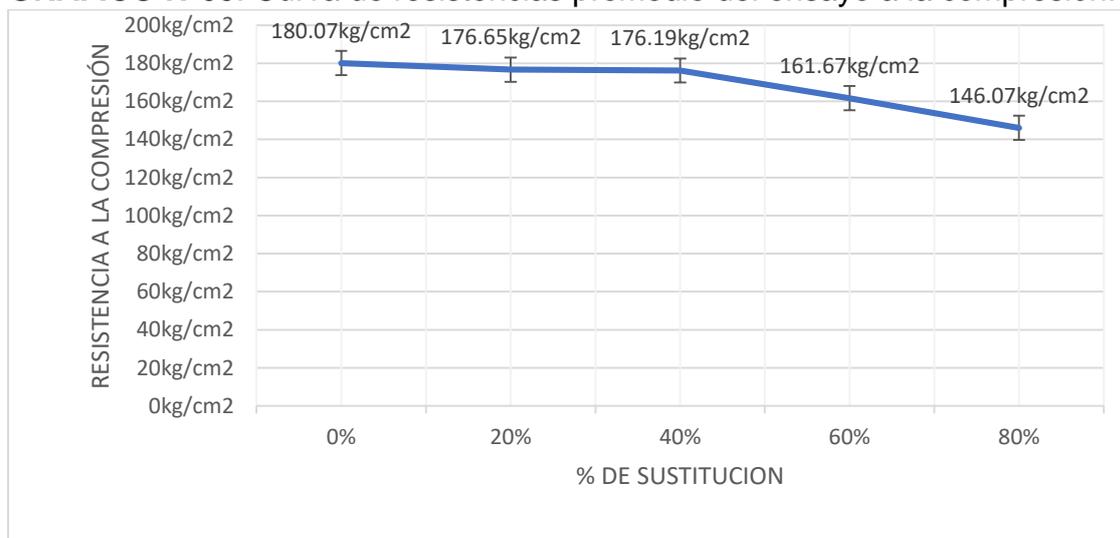
TABLA N°14. Resumen de las resistencias promedio a la compresión.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	
% de sustitución	Resistencia Promedio
0	180.04
20	176.65
40	176.19
60	161.68
80	146.07

...

Fuente. Elaboración propia, 2017

GRÁFICO N°05: Curva de resistencias promedio del ensayo a la compresión.



Fuente: Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°14 y el gráfico N°05 muestran los resultados promedios del ensayo a la compresión. En la curva se observa que el concreto con agregado reciclado del 20% y 40% mantiene su resistencia de diseño frente al concreto patrón mientras que el 60% y 80% de sustitución baja su resistencia considerablemente.

3.2.2. ENSAYO A LA FLEXIÓN

TABLA Nº15. Dimensiones de una viga estándar para ensayos a flexión.

VIGA	LARGO(MM)	ANCHO(MM)	ALTO(MM)	LUZ ENTRE APOYOS (MM)
V - 01	500	150	150	450
V - 02	500	150	150	450
V - 03	500	150	150	450

Fuente. Elaboración propia, 2017

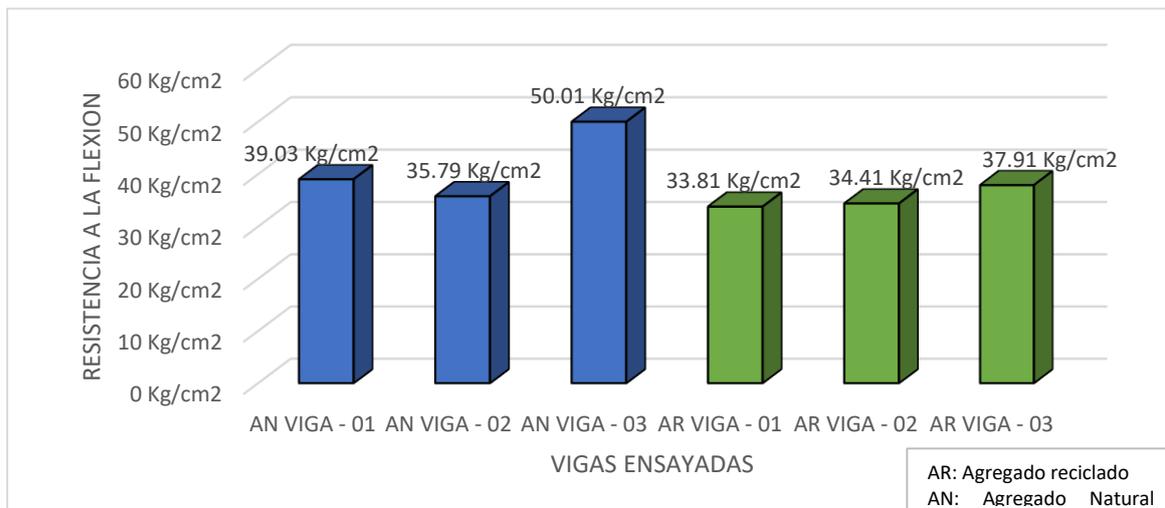
3.2.2.1. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 20%.

TABLA Nº16. Resistencia a la flexión del concreto patrón con el concreto agregado reciclado con 20% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx.(N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AN VIGA - 01	9.80665	1951	19132.77	39.03	41.6
AN VIGA - 02	9.80665	1789	17544.1	35.79	
AN VIGA - 03	9.80665	2500	24516.63	50.01	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 20%					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx.(N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AR VIGA - 01	9.80665	1690	16573.24	33.81	35.38
AR VIGA - 02	9.80665	1720	16867.44	34.41	
AR VIGA - 03	9.80665	1895	18583.6	37.91	

Fuente: Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO Nº06: Resistencia a la flexión del concreto patrón vs concreto reciclado al 20% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°16 y el gráfico N°06 muestran los resultados del ensayo a flexión. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 41.6 Kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 20% una resistencia promedio de 35.38 kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 17.7% frente al concreto patrón.

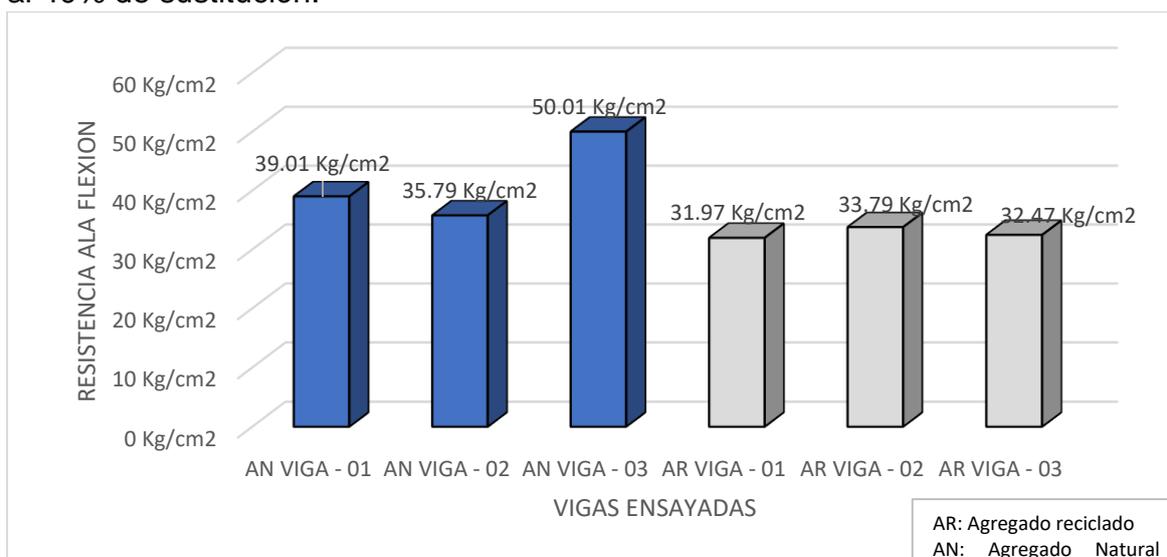
3.2.2.2. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 40%.

TABLA N°17. Resistencia a la flexión del concreto patrón y del concreto con agregado reciclado con 40% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN f'c=175kg/cm²					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx.(N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AN VIGA - 01	9.80665	1950	19122.97	39.01	41.6
AN VIGA - 02	9.80665	1789	17544.1	35.79	
AN VIGA - 03	9.80665	2500	24516.63	50.01	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 40%					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx.(N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AR VIGA - 01	9.80665	1598	15671.03	31.97	32.74
AR VIGA - 02	9.80665	1689	16563.43	33.79	
AR VIGA - 03	9.80665	1623	15916.19	32.47	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°07: Resistencia a la flexión del concreto patrón vs concreto reciclado al 40% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°17 y el gráfico N°07 muestran los resultados del ensayo a flexión. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 41.6kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 40% una resistencia promedio de 32.74kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 27.29% frente al concreto patrón.

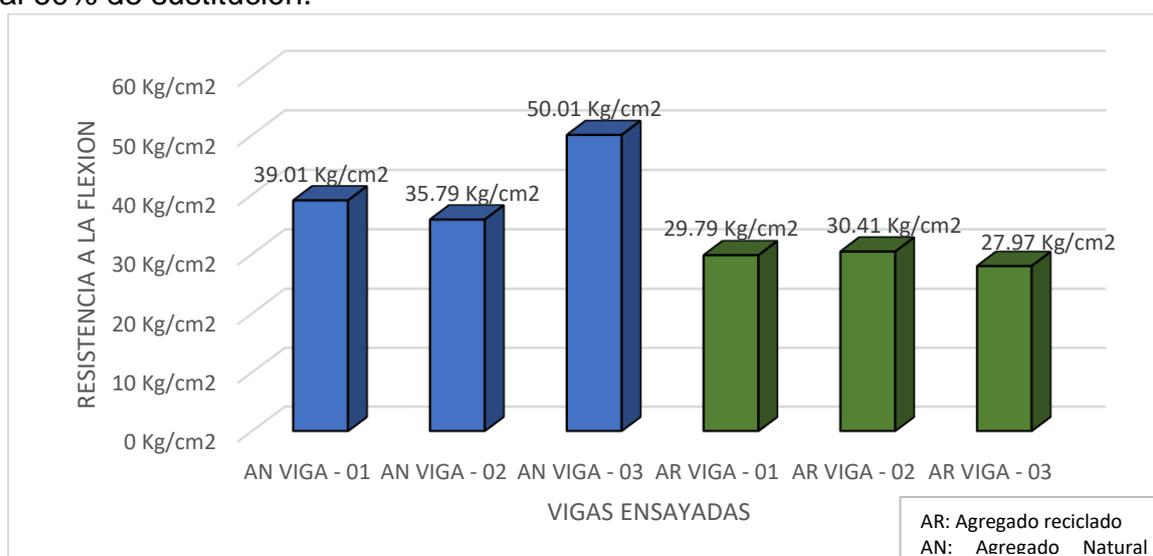
3.2.2.3. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 60%.

TABLA N°18. Resistencia a la flexión del concreto patrón con el concreto agregado reciclado con 60% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx.(N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AN VIGA - 01	9.80665	1950	19122.97	39.01	41.6
AN VIGA - 02	9.80665	1789	17544.1	35.79	
AN VIGA - 03	9.80665	2500	24516.63	50.01	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 60%					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx.(N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AR VIGA - 01	9.80665	1489	14602.1	29.79	29.39
AR VIGA - 02	9.80665	1520	14906.11	30.41	
AR VIGA - 03	9.80665	1398	13709.7	27.97	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°08: Resistencia a la flexión del concreto patrón vs concreto reciclado al 60% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°18 y el gráfico N°08 muestran los resultados del ensayo a flexión. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 41.6kg/cm² mientras que el concreto con agregado reciclado de 60% una resistencia promedio de 29.39 kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 41.55% frente al concreto patrón.

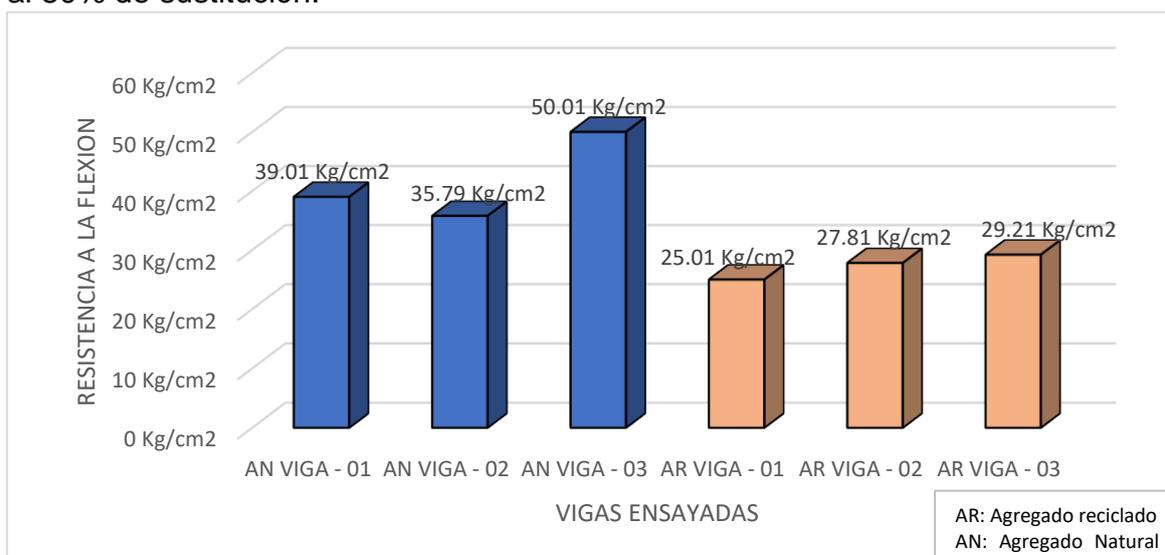
3.2.2.4. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 80%.

TABLA N°19. Resistencia a la flexión del concreto patrón con el concreto reciclado con 80% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN f'c=175kg/cm ²					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx. (N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AN VIGA - 01	9.80665	1950	19122.97	39.01	41.6
AN VIGA - 02	9.80665	1789	17544.1	35.79	
AN VIGA - 03	9.80665	2500	24516.63	50.01	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 80%					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx. (N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AR VIGA - 01	9.80665	1250	12258.31	25.01	27.34
AR VIGA - 02	9.80665	1390	13631.24	27.81	
AR VIGA - 03	9.80665	1460	14317.71	29.21	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°09: Resistencia a la flexión del concreto patrón vs concreto reciclado al 80% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°19 y el gráfico N°09 muestran los resultados del ensayo a flexión. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 41.6kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 60% una resistencia promedio de 27.34kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 52.17% frente al concreto patrón.

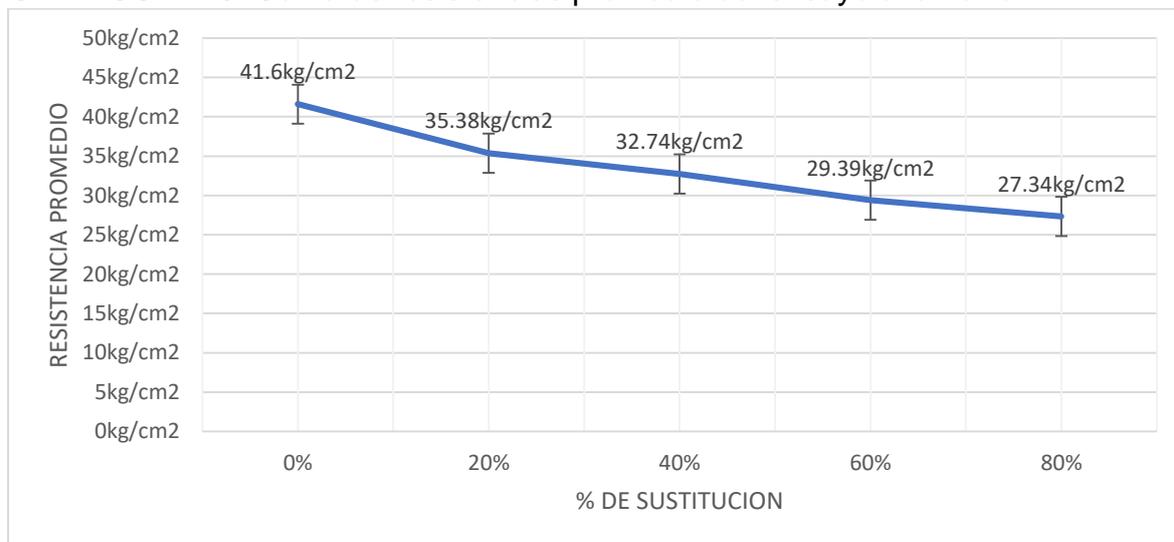
3.2.2.5. Resumen de las resistencias promedio ensayadas a flexión.

TABLA N°20. Resumen de las resistencias promedio ensayadas a flexión

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN(Kg/cm ²)	
% de sustitución	Resistencia Promedio
0%	41.6
20%	35.38
40%	32.74
60%	29.39
80%	27.34

Fuente. Elaboración propia, 2017

GRÁFICO N°10: Curva de resistencias promedio del ensayo a la flexión



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°20 y el gráfico N°10 muestran los resultados promedios del ensayo a la flexión. En la curva se observa que los concretos con agregado reciclado disminuye su resistencia a la flexión frente al concreto patrón.

3.2.3. ENSAYO A LA TRACCIÓN INDIRECTA.

TABLA N°21. Dimensiones de la probeta estándar para el ensayo a tracción indirecta.

DIMENSIONES DE UNA PROBETA		
PROBETA	LONGITUD(mm)	DIMENSIÓN(mm)
P - 01	300	150
P - 02	300	150
P - 03	300	150

Fuente. Elaboración propia, 2017

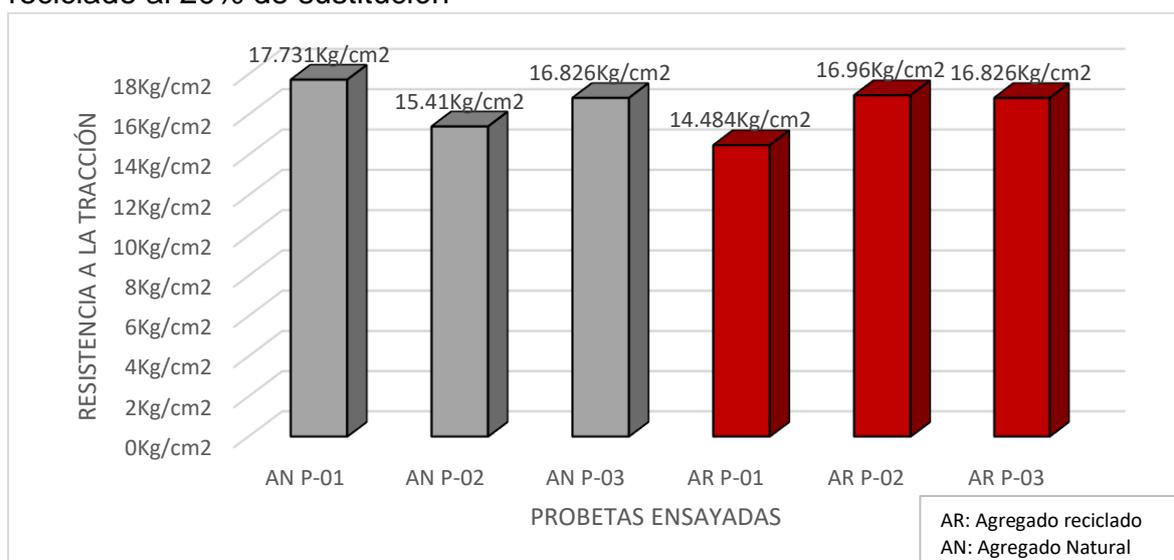
3.2.3.1. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 20%.

TABLA 22. Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón con el concreto reciclado con 20% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx.(N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AN P-01	9.80665	12530	122877.32	17.731	16.66
AN P-02	9.80665	10890	106794.42	15.41	
AN P-03	9.80665	11890	116601.07	16.826	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 20%					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx.(N)	Módulo de rotura(kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio(kg/cm ²)
AR P-01	9.80665	10235	100371.06	14.484	16.09
AR P-02	9.80665	11985	117532.7	16.96	
AR P-03	9.80665	11890	116601.07	16.826	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°11: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón vs concreto reciclado al 20% de sustitución



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°22 y el gráfico N°11 muestran los resultados del ensayo a la tracción indirecta. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 16.66kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 20% una resistencia promedio 16.09kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 0.0355% frente al concreto patrón.

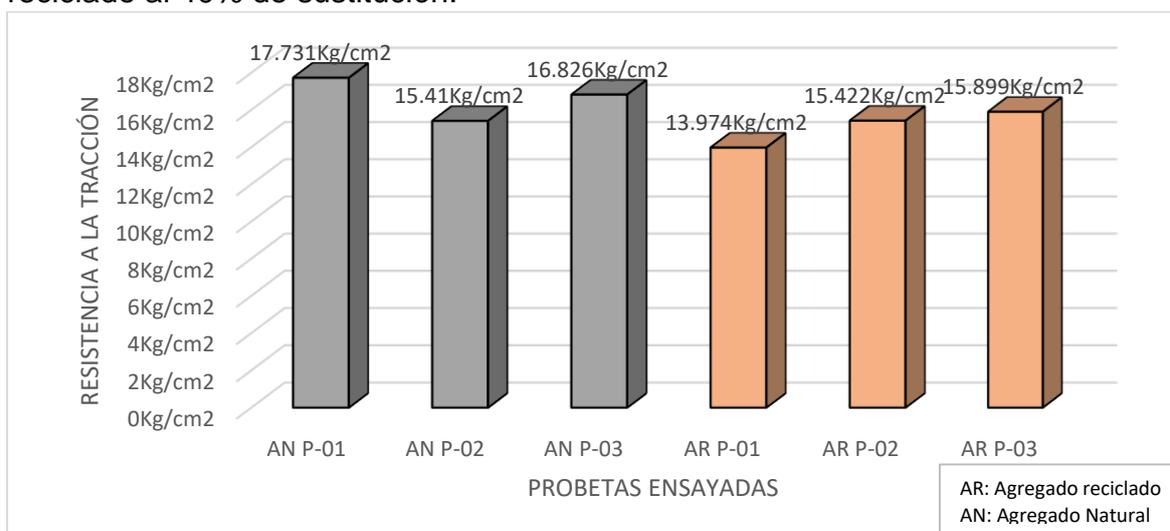
3.2.3.2. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 40%.

TABLA N°23. Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón con el concreto reciclado con 40% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$					
Viga	daN	Carga máx. (Kg)	Carga máx. (N)	Módulo de rotura (kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio (kg/cm ²)
AN P-01	9.80665	12530	122877.32	17.731	16.66Mpa
AN P-02	9.80665	10890	106794.42	15.41	
AN P-03	9.80665	11890	116601.07	16.826	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 40%					
Viga	daN	Carga máx. (Kg)	Carga máx. (N)	Módulo de rotura (kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio (kg/cm ²)
AR P-01	9.80665	9875	96840.67	13.974	15.1
AR P-02	9.80665	10898	106872.87	15.422	
AR P-03	9.80665	11235	110177.71	15.891	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°12: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón vs concreto reciclado al 40% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°23 y el gráfico N°12 muestran los resultados del ensayo a la tracción indirecta. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 16.66kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 40% una resistencia promedio de 15.1kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 10.35% frente al concreto patrón.

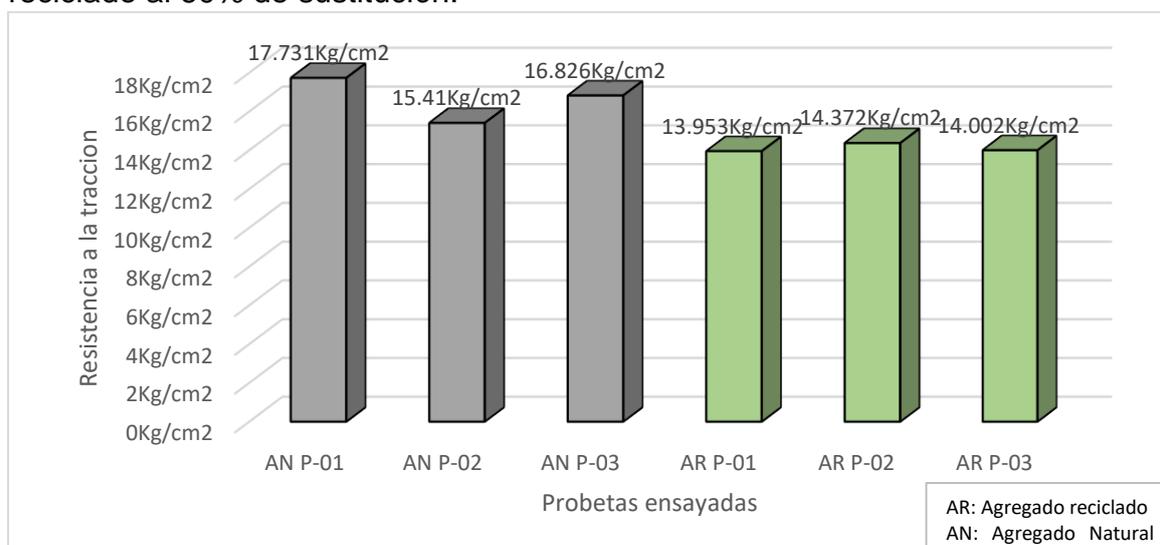
3.2.3.3. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 60%.

TABLA N°24. Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón con el concreto reciclado con 60% de sustitución

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$					
Viga	daN	Carga máx. (Kg)	Carga máx. (N)	Módulo de rotura (kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio (kg/cm ²)
AN P-01	9.80665	12530	122877.32	17.73	16.66
AN P-02	9.80665	10890	106794.42	15.41	
AN P-03	9.80665	11890	116601.07	16.826	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 60%					
Viga	daN	Carga máx. (Kg)	Carga máx. (N)	Módulo de rotura (kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio (kg/cm ²)
AR P-01	9.80665	9860	96693.57	13.953	14.11
AR P-02	9.80665	10156	99596.34	14.372	
AR P-03	9.80665	9895	97036.8	14.002	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°13: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón vs concreto reciclado al 60% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°24 y el gráfico N°12 muestran los resultados del ensayo a la tracción indirecta. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 16.66kg/cm² mientras que el concreto con agregado reciclado de 60% una resistencia promedio de 14.11 presentando una disminución en su resistencia del 18.1% frente al concreto patrón.

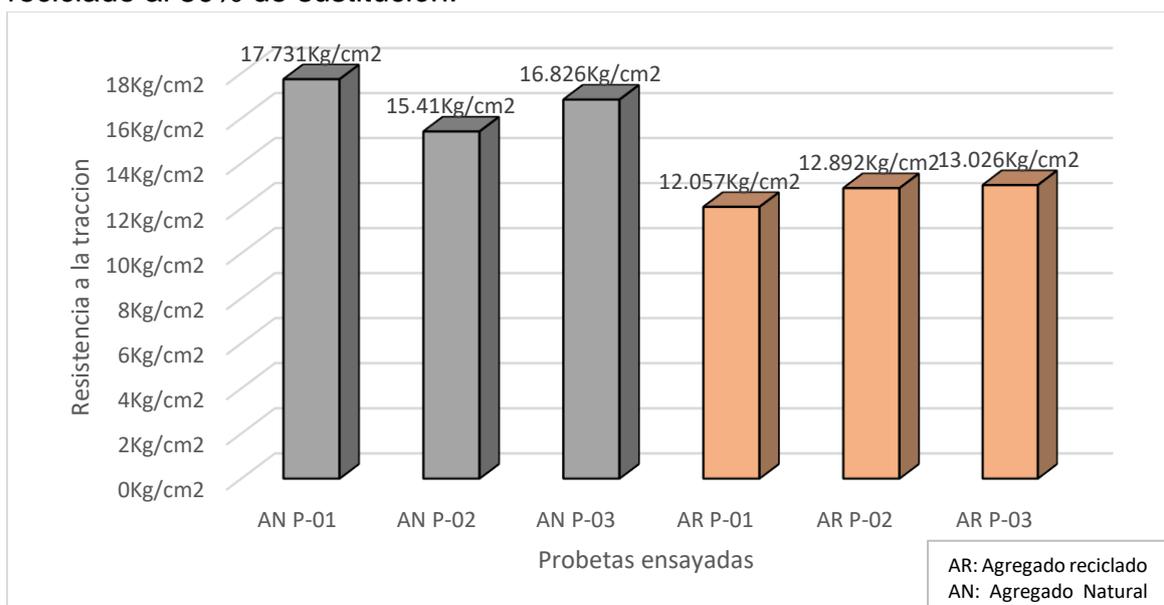
3.2.3.4. Concreto patrón comparado con el concreto de agregado reciclado al 80%.

TABLA N°25. Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón con el concreto reciclado con 80% de sustitución.

CONCRETO PATRÓN $f'c=175\text{kg/cm}^2$					
Viga	daN	Carga máx. (kg)	Carga máx. (N)	Módulo de rotura (kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio (kg/cm ²)
AN P-01	9.80665	12530	122877.32	17.731	16.66
AN P-02	9.80665	10890	106794.42	15.41	
AN P-03	9.80665	11890	116601.07	16.826	
CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 80%					
Viga	daN	Carga máx. (Kg)	Carga máx. (N)	Módulo de rotura (kg/cm ²)	Módulo de rotura promedio (kg/cm ²)
AR P-01	9.80665	8520	83552.66	12.057	12.66
AR P-02	9.80665	9110	89338.58	12.892	
AR P-03	9.80665	9205	90270.21	13.026	

Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°14: Resistencia a la tracción indirecta del concreto patrón vs concreto reciclado al 80% de sustitución.



Fuente. Elaboración propia, 2017.

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°25 y el gráfico N°12 muestran los resultados del ensayo a la tracción indirecta. El concreto patrón alcanza una resistencia promedio de 16.66kg/cm², mientras que el concreto con agregado reciclado de 80% una resistencia promedio de 12.66kg/cm², presentando una disminución en su resistencia del 40% frente al concreto patrón.

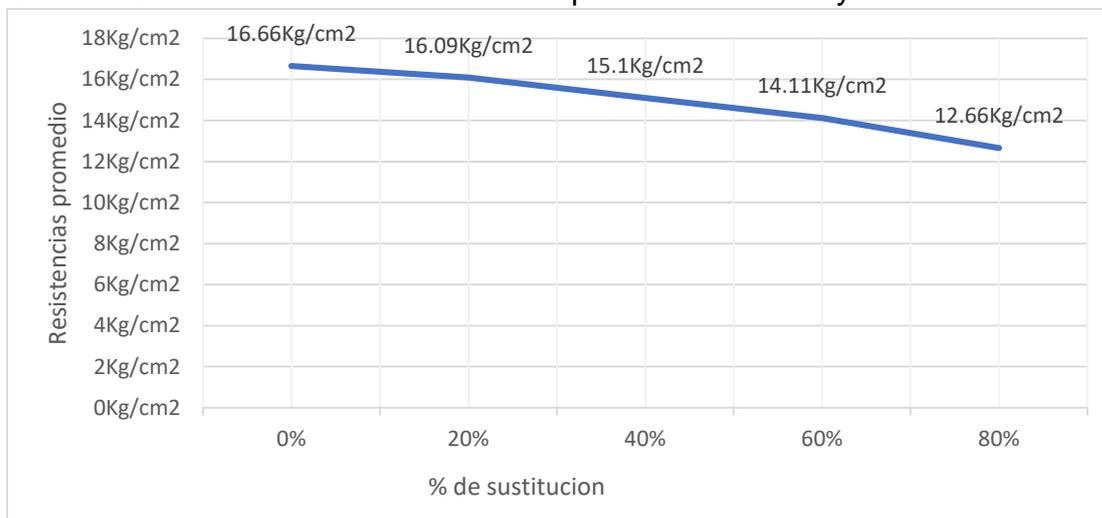
3.2.3.5. Resumen de las resistencias promedio ensayadas a tracción indirecta

TABLA N°26. Resumen de las resistencias promedio ensayadas a tracción indirecta.

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (Kg/cm ²)	
% de sustitución	Resistencia Promedio
0%	16.7
20%	16.1
40%	15.1
60%	14.1
80%	12.7

Fuente. Elaboración propia, 2017

GRÁFICO N°15: Curva de resistencias promedio del ensayo a tracción indirecta.



Fuente. Elaboración propia, 2017

DESCRIPCIÓN:

En la tabla N°26 y el gráfico N°15 muestran los resultados promedios del ensayo a la tracción indirecta. En la curva se observa que el concreto con agregado reciclado del 20% tiene una resistencia similar a la del patrón partir del 40% disminuye su resistencia a la tracción indirecta frente al concreto patrón.

3.3. Comportamiento estructural mediante el empleo de programas computacionales ETABS del modelo con sistema estructural de muros de ductilidad limitada para concreto reciclado.

3.3.1. Predimensionamiento de elementos estructurales.

3.3.1.1. Muros

En el reglamento nacional de edificación la Norma E 060 establece que para muros de ductilidad limitada (EMDL), el espesor mínimo es de 10cm.

Por lo tanto, utilizaremos un espesor efectivo de 0.10m

3.3.1.2. Losa Maciza.

Se realizó el predimensionamiento de la losa maciza con la fórmula que se muestra a continuación:

$$h > \frac{Ln}{25} - 5cm = \frac{2.80}{25} - 5cm = 0.062m$$

Se trabajó con una losa maciza de 0.12 m. de espesor por un factor de seguridad ya que se está utilizando concreto reciclado

3.3.2. Pesos y Masas por piso

Las cargas que se usaron son las que establece la Norma E 020 dado como resultado del modelamiento en el Etabs las siguientes cargas por piso:

TABLA N°27. Cuadro resumen de los pesos obtenidos del programa Etabs

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Cumulative X	Cumulative Y
		(Tn)	(Tn)	(Tn)	(Tn)
PISO 02	D1	138.00947	138.00947	138.00947	138.00947
PISO 01	D1	153.5559	153.5559	291.56537	291.56537

Fuente: Etabs V16, 2016.

Peso total de la edificación = 291.565 tn

3.3.3. Normas Aplicables

- Reglamento Nacional de Edificaciones E-020 (Cargas)
- Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 (Diseño sísmo resistente)
- Reglamento Nacional de Edificaciones E-060 (Concreto armado)
- Reglamento Nacional de Edificaciones E-050 (Suelos y cimentaciones)

3.3.4. Materiales

Concreto:

- Resistencia a la compresión ($f'c$) = 175kg/cm² (con 40% de sustitución de agregado reciclado)
- Módulo de elasticidad (E) = 194218.56 kg/cm²

El módulo de Elasticidad, E_c , se obtiene mediante el uso de la siguiente fórmula que proporciona la sección 8.5.1 del ACI, de las cuales, en unidades inglesas y su conversión exacta se muestran a continuación:

$$E_c = wc^{1.5}x\sqrt{f'c} [Psi], \quad E_c = 0.136484014xwc^{1.5}x\sqrt{f'c} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Donde:

WC = Peso unitario del concreto

$f'c$ = Resistencia a la compresión

Usando la fórmula 01, obtendremos el módulo de elasticidad del concreto con agregado reciclado.

$$E_c = 0.136484014x2261.83^{1.5}x\sqrt{175} \left[\frac{kg}{cm^2} \right] = 194218.569 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- Módulo de Poisson (ν) = 0.20
- Módulo de corte (G_c) = 80924.40375 kg/cm²

es calculado de la siguiente relación:

$$G_c = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{194218.569}{2(1 + 0.20)} = 80924.40375 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- Peso del concreto (δ) = 2,261.83 kg/cm³ (obtenido del diseño de mezcla con 40% de agregado de concreto reciclado)

Acero corrugado (ASTM A605)

- Resistencia a la fluencia (f_y) = 4200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E) = 2'100,000 kg/cm²
- Peso concreto armado (δ) = 7,800 kg/cm³

3.3.5. Cargas Según La Norma (E.020)

El peso de la estructura se calculó con los parámetros establecidos en la Norma e 030 del reglamento Nacional de Edificación, el 25% de la carga viva más la carga muerta, considerando una edificación de categoría C.

Carga viva (CV) – Carga viva de entepiso

- Viviendas 200 kg/m²
- Baños 300 kg/m²

Carga muerta (CM)

- Peso del concreto Armando = 2261.83 kg/m²

Sobre carga permanente(SCP)

- Carga viva de techo =100 kg/m²

Nota: Tanto en el primer como en el segundo piso se usaron la misma sobrecarga una carga viva de entepiso de 200kg/cm², carga viva de techo 100kg/cm² y el peso del concreto 2261.83 kg/cm². En el área del baño del segundo piso de uso una sobrecarga de 300kg/cm², además en el área de la escalera se colocó una carga distribuida de 2.381 tn/m² donde finaliza la escalera, este criterio se usó ya que en la azotea está proyectado con sistema estructural de drywall que el propietario puede ampliar.

3.3.6. Combinaciones de Carga

Según la norma E060 para el diseño de elementos estructurales se emplearán las siguientes combinaciones de carga:

- 1.4CM + 1.7CV
- 1.25 CM + 1.25 CV ± SDX
- 1.25 CM + 1.25 CV ± SDY
- 0.9 CM ± SDX
- 0.9 CM ± SDY

3.3.7. Parámetros de evaluación sísmica

Los parámetros establecidos para la edificación de categoría (C) es presentada a continuación según la Norma E. 030.

TABLA N°28. Datos para la evaluación sísmica según Norma E.30.

DATOS:	
Ubicación/ zona	Nuevo Chimbote / Z4
Tipo de edificación / categoría	vivienda / categoría (C)
Tipo de suelo	S3
Sistema estructural	Muros de ductilidad limitada
Material de construcción en	concreto armado $f'c=175\text{kg/cm}^2$
PARÁMETROS SÍSMICOS:	
Periodo fundamental	
Coeficiente para estimar el periodo fundamental	CT: 60
Altura visible de la edificación hn:	hn: 5.24m
periodo fundamental	T=hn/CT: 0.087333
DETERMINACIÓN DE LA CORTANTE BASAL ESTÁTICO	
Zona sísmica	Z: 0.45
Factor de uso	U: 1.00
Factor de amplificación sísmica	C: 2.50
Periodos	TL(S): 1.60 TP(S): 1.00
Factor de amplificación del suelo	S: 1.10
irregularidad en planta	Ip: 1.00
irregularidad en altura	Ia: 1.00
Factor de reducción sísmica básico	RoX: 4.00
Peso sísmico total	P: 291.5654Tn
coeficiente de reducción sísmica	Rx=RoX.Ip.Ia: 4.00
coeficiente sísmico	Cx: 0.309375
cortante basal estático	ZUCS.P/Rx: 90.2030Tn
comprobar si	C/Rx \geq 0.125: 0.625 OK
ESPECTRO SEGÚN LA E. 030 2016	

Fuente. Elaboración propia, 2017

TABLA N°29. Espectro de diseño sísmico.

T	C	C/R	ZUCS/R
0	2.5	0.625	0.309375
0.01	2.5	0.625	0.309375
0.02	2.5	0.625	0.309375
0.04	2.5	0.625	0.309375
0.06	2.5	0.625	0.309375
0.08	2.5	0.625	0.309375
0.1	2.5	0.625	0.309375
1.58	1.5625	0.390625	0.19335938
1.98	1	0.25	0.12375
2.48	0.64	0.16	0.0792
2.98	0.44444444	0.11111111	0.055
3.98	0.25	0.0625	0.0309375
4.98	0.16	0.04	0.0198
5.98	0.11111111	0.02777778	0.01375
6.98	0.08163265	0.02040816	0.01010204
7.98	0.0625	0.015625	0.00773438
8.98	0.04938272	0.01234568	0.00611111
9.98	0.04	0.01	0.00495

Fórmulas para calcular en factor de amplificación sísmica según la norma E 030.

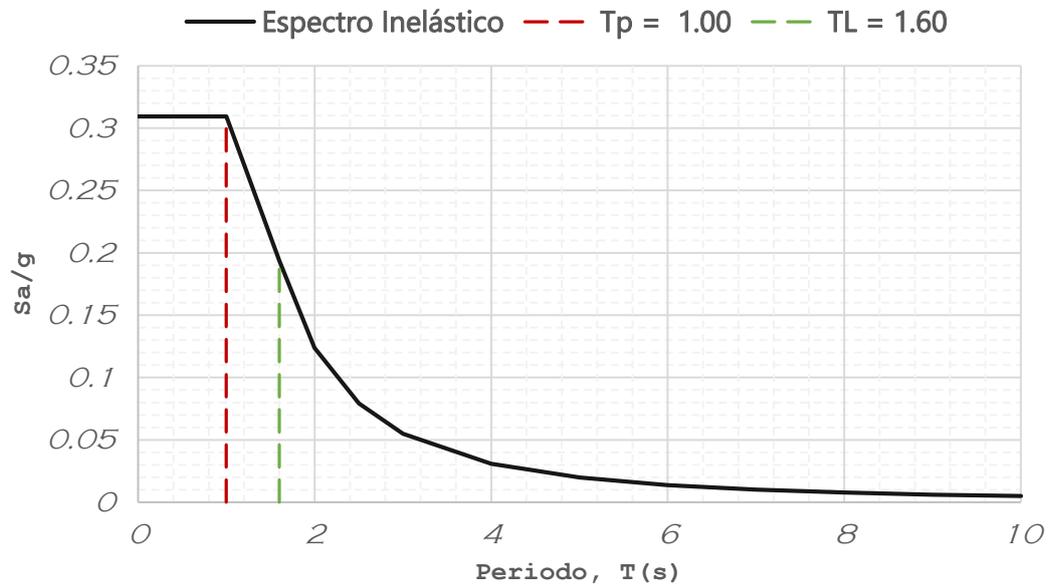
$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Fue

GRÁFICO N°16: Espectro de diseño sísmico.



Fuente. Elaboración propia, 2017

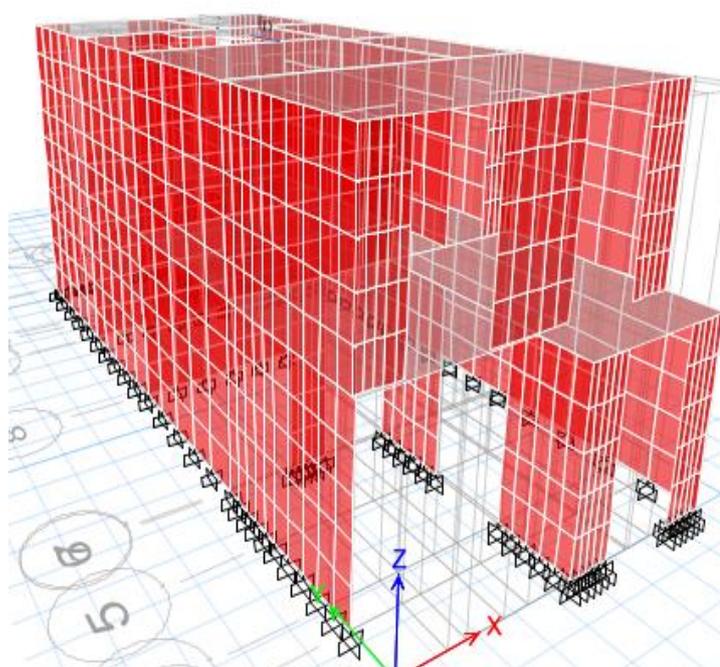
3.3.8. Estructuración

Su estructura está conformada principalmente de muros de un espesor de 0.10m que es el espesor mínimo según la norma E 060, una losa maciza de 0.12m de espesor estos resultados podemos observarlos en el ítem 3.1.1 (predimensionamiento de elementos estructurales). Para su modelamiento en el programa Etabs se tomó, tal como aparece en los planos de Arquitectura, sin considerar los alfeizer de ventanas altas y bajas, ya que los muros estructurales son enteros y distribuyen las cargas al suelo, además el Ing. Ángel Bartolomé en sus investigaciones determinó que en la unión de muro alfeizer siempre tiene que existir una junta de dilatación para no presenciar fisuras en los extremos que los vanos.

Los muros, se modelaron como elementos tipo SHELL, los cuales fueron divididos (teoría de los elementos finitos) en cuadrículas de 5 x 5, para así lograr una mejor distribución de los esfuerzos resultantes.

La losa maciza se modeló como una membrana delgada de 12cm de espesor, Las uniones entre los diferentes elementos estructurales se consideraron rígidas, se creó un diagrama rígido en toda la estructura.

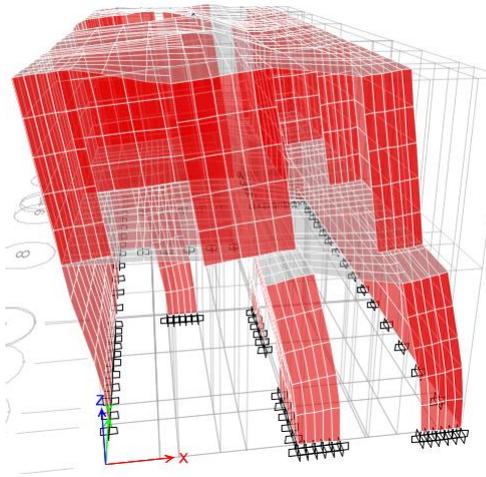
FIGURA N°01: Vivienda económica modelando en el programa etabs.



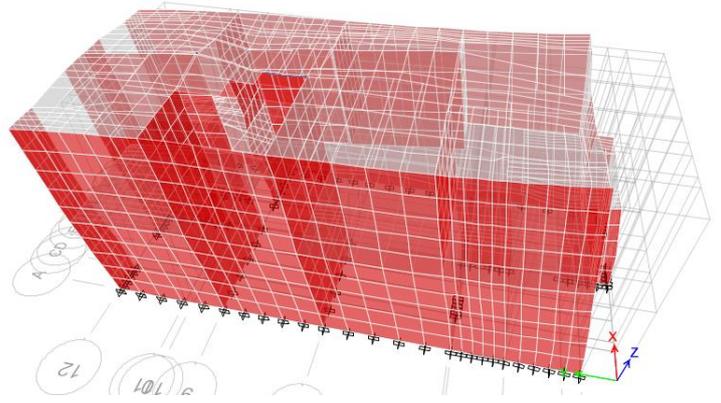
Fuente: Etabs V16, 2016.

3.3.9. Análisis dinámico

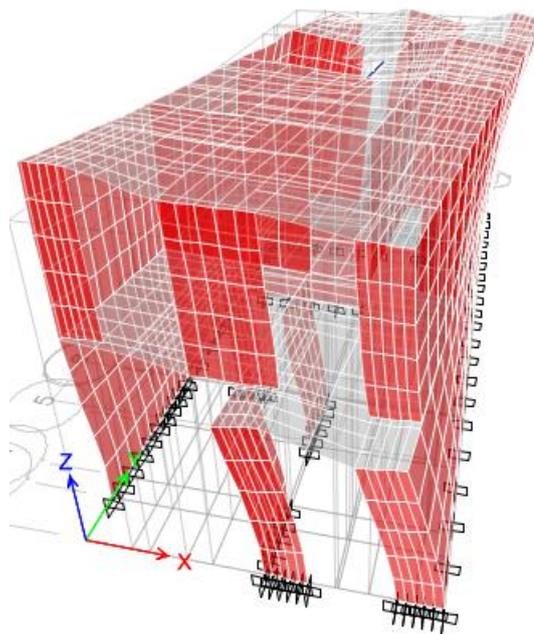
3.3.9.1. Modos de vibración de la estructura



Modo 01(X): $T = 0.125$ Seg



Modo 03(Y): $T = 0.066$ Seg



Modo 02 (Z): $T = 0.05$ Seg

3.3.10. Masas participativas

TABLA N°30. Modos de vibración según la Norma E 030.

MODOS DE VIBRACIÓN								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.125	88.11%	0.00%	1.86%	0.01%	17.05%	1.86%
Modal	2	0.066	0.45%	0.01%	87.96%	0.01%	22.06%	89.81%
Modal	3	0.050	0.01%	90.99%	0.03%	15.53%	22.28%	89.84%
Modal	4	0.041	10.57%	0.24%	0.90%	15.60%	97.22%	90.74%
Modal	5	0.030	0.00%	0.00%	0.04%	15.60%	97.24%	90.78%
Modal	6	0.025	0.36%	0.00%	4.58%	15.60%	98.30%	95.36%
Modal	7	0.024	0.50%	0.00%	4.64%	15.60%	99.99%	100.00%
Modal	8	0.019	0.00%	8.75%	0.00%	99.92%	100.00%	100.00%
Modal	9	0.012	0.00%	0.00%	0.00%	99.92%	100.00%	100.00%
Modal	10	0.011	0.00%	0.00%	0.00%	99.92%	100.00%	100.00%
Modal	11	0.003	0.00%	0.00%	0.00%	99.94%	100.00%	100.00%
Modal	12	0.003	0.00%	0.01%	0.00%	99.98%	100.00%	100.00%

Fuente: Etabs V16, 2016.

Según la Norma E 030 en el ítem 4.6.1 establece que Los modos de vibración podrán ser mínimo 3 modos por piso, en este caso usamos doce modos para un mejor análisis, también establece que la masa participativa tiene que ser por lo menos un 90% de la masa total, en la tabla N°30 podemos observar que la participación de la masa llega al 100% lo cual es lo ideal y está correcto.

3.3.11. Cortante basal

TABLA N°31. Corte dinámico y estático basal sin escalas.

REQUISITOS MÍNIMOS DE LA CORTANTE BASAL			
		VX	VY
PISO 02	CORTANTE BASAL ESTÁTICO	90.7208	90.7208
PISO 01	CORTANTE BASAL DINÁMICO	80.5939	83.0481
FACTOR		0.888372898	0.915425129
FACTOR DE ESCALA		1.013088087	0.983149765

Fuente. Elaboración propia, 2017

La norma E.030 en su ítem 4.6.4 establece que la fuerza cortante mínima debería de ser el 90% del resultado de la división de la cortante dinámica entre la cortante estática y si no cumple se tendría que escalar como en este caso que la cortante en (VX), no cumple con lo establecido en dicha norma por lo tanto se obtiene un factor de escala de 1.0131 que se multiplicara al sismo dinámico en X.

TABLA N°32. Corte dinámico y estático basal escalado.

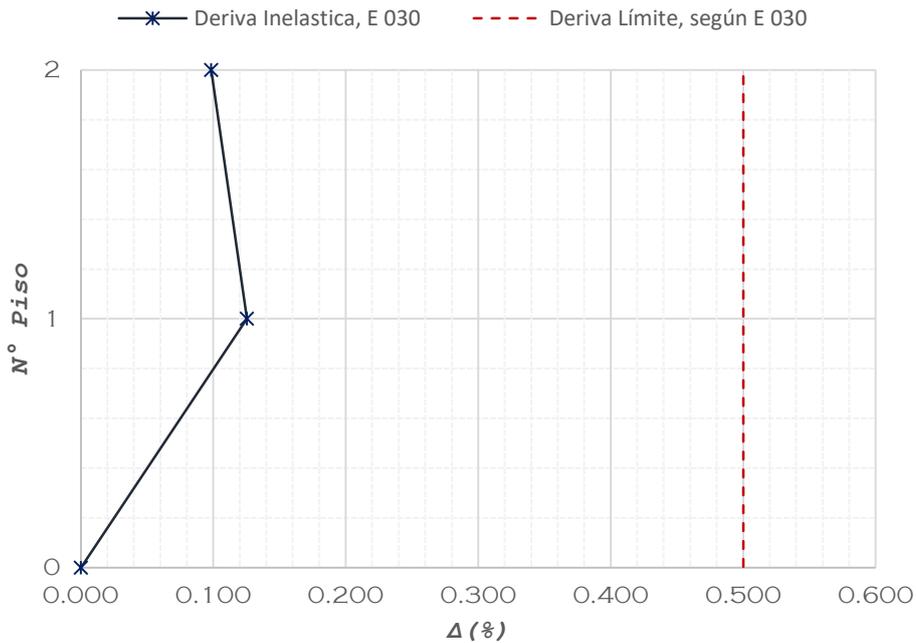
REQUISITOS MÍNIMOS DE LA CORTANTE BASAL			
		VX	VY
PISO 02	CORTANTE BASAL ESTÁTICO	90.7208	90.7208
PISO 01	CORTANTE BASAL DINÁMICO	81.6487	83.0481
FACTOR		0.89999978	0.915425129

Fuente. Elaboración propia, 2017

Una vez corregido por el factor de escala podemos observar en la tabla N°32 que la fuerza cortante está en el 90% tal como lo establece la norma E 030, lo que quiere decir que está correcto.

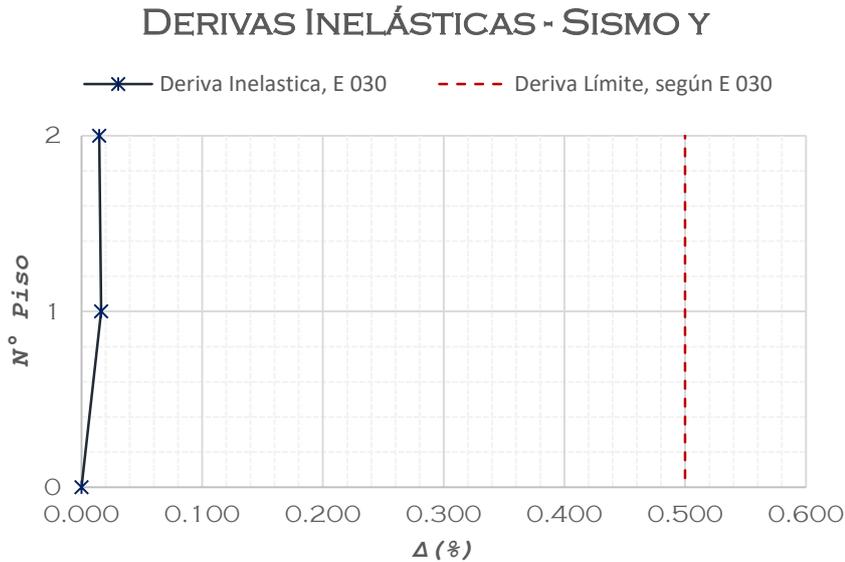
3.3.12. Control de derivas

GRÁFICO N°17: Desplazamientos por sismos en la dirección X-X



Fuente. Elaboración propia, 2017.

GRÁFICO N°18: Desplazamientos por sismos en la dirección Y-Y



Fuente. Elaboración propia, 2017.

3.3.12.1. Derivas por sismo severo.

$$\Delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i}$$

Dónde:

Δ_i : Desplazamiento elástico en el Piso “i”

h_i : Altura del piso “i”

Se controló que la de deriva de entrepiso inelástica sea menor al desplazamiento de la norma E-030 que es igual a 0.005

Dinelástico = 0.75R (Delastico) < Desplazamiento Máximo E. 030

TABLA N°33. Desplazamientos máximos en las direcciones de X-X y Y-Y

DIRECCIÓN X-X				DIRECCIÓN Y -Y			
Límite para distorsión de entrepiso			0.005	Límite para distorsión de entrepiso			0.005
Numero de piso	Deriva Elástica	deriva inelástica	observación	Numero de piso	Deriva Elástica	deriva inelástica	observación
P2	0.000328	0.000984	OK	P2	0.0000487	0.000146	OK
P1	0.000418	0.001254	OK	P1	0.0000543	0.000163	OK
BASE	0	0	0	BASE	0	0	0

Fuente. Elaboración propia, 2017

La norma E 030 en su ítem 5.2, establece los Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles de entre piso, los cuales no debe de exceder lo expuesto en la tabla N°11 de dicha norma en este caso 0.005 para muros de ductilidad limitada, como observamos en la Tabla N°33 cumplimos con lo establecido en dicha norma ya que en la dirección X-X y Y-Y tenemos desplazamientos inelásticos mínimos.

3.3.13. DISEÑO DE LOS MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.

TABLA N°34. Longitud y área de muros en las direcciones de X-X y Y-Y primer piso

MUROS EN X-X PRIMER PISO				MUROS EN Y-Y PRIMER PISO			
MURO	LARGO(m)	ANCHO(m)	ÁREA(M2)	MURO	LARGO(m)	ANCHO(m)	ÁREA(M2)
X1	0.75	0.1	0.075	Y1	2.55	0.1	0.255
X2	0.75	0.1	0.075	Y2	2.3	0.1	0.23
X3	0.5	0.1	0.05	Y3	5.55	0.1	0.555
X4	0.45	0.1	0.045	Y4	1.65	0.1	0.165
X5	2.65	0.1	0.265	Y5	1.2	0.1	0.12
X6	1.35	0.1	0.135	Y6	1.1	0.1	0.11
X7	2.55	0.1	0.255	Y7	1.85	0.1	0.185
X8	0.55	0.1	0.055	Y8	2.55	0.1	0.255
X9	0.65	0.1	0.065	Y9	8.7	0.1	0.87
X10	0.65	0.1	0.065				
		TOTAL	1.085			TOTAL	2.745

Fuente. Elaboración propia, 2017

TABLA N°35. Longitud y área de muros en las direcciones de X-X y Y-Y segundo piso.

MUROS EN X-X SEGUNDO PISO				MUROS EN Y-Y SEGUNDO PISO			
MURO	LARGO(m)	ANCHO(m)	ÁREA(M2)	MURO	LONGITUD(m)	ANCHO(m)	ÁREA(M2)
X1	0.75	0.1	0.075	Y1	2.55	0.1	0.255
X2	1.3	0.1	0.13	Y2	2.3	0.1	0.23
X3	0.7	0.1	0.07	Y3	2.8	0.1	0.28
X4	1.65	0.1	0.165	Y4	2.6	0.1	0.26
X5	1.45	0.1	0.145	Y5	2.65	0.1	0.265
X6	2.55	0.1	0.255	Y6	1.85	0.1	0.185
X7	1.45	0.1	0.145	Y7	2.65	0.1	0.265
X8	2.65	0.1	0.265	Y8	2.55	0.1	0.255
X9	0.65	0.1	0.065	Y9	2.55	0.1	0.255
X10	0.7	0.1	0.07	Y10	2.55	0.1	0.255
X11	1.25	0.1	0.125	Y11	2.55	0.1	0.255
X12	0.65	0.1	0.065				
		TOTAL	1.575			TOTAL	2.745

Fuente. Elaboración propia, 2017

3.3.13.1. Fuerzas internas de los muros.

Las fuerzas internas de los muros como la cortante ultima (V_u), Momento ultimo (M_u) y la carga ultima de servicio (P_u), fueron calculados en el programa Etabs siguiendo las combinaciones de carga que establece la norma E 060.

TABLA N°36. Fuerzas internas de los muros X-X y Y – Y en el primer piso

PISO 01 X-X					PISO 01 Y-Y			
Story	Pier	P	V2	M3	Pier	P	V2	M3
		tonf	tonf	tonf-m		tonf	tonf	tonf-m
PISO 01	X1	5.305	1.117	1.655	Y1	30.78	13.47	6.557
PISO 01	X2	5.005	1.733	2.265	Y2	32.46	11.28	2.707
PISO 01	X3	4.003	1.095	0.709	Y3	36.94	20.43	52.95
PISO 01	X4	3.512	0.24	0.283	Y4	8.168	3.825	3.828
PISO 01	X5	25.85	32.11	45.66	Y5	13.15	3.412	2.058
PISO 01	X6	18.75	10.57	11.78	Y6	9.044	1.956	1.412
PISO 01	X7	35.87	32.5	54.35	Y7	3.635	3.287	4.957
PISO 01	X8	5.333	1.127	1.665	Y8	19.98	13.73	7.067
PISO 01	X9	8.229	2.628	2.152	Y9	27.08	35.51	80.61
PISO 01	X10	12.24	2.739	2.445				

Fuente: Etabs V16, 2016.

TABLA N°37. Fuerzas internas de los muros X-X y Y – Y en el segundo piso.

PISO 02 X-X					PISO 02 Y-Y			
Story	Pier	P	V2	M3	Pier	P	V2	M3
		tonf	tonf	tonf-m		tonf	tonf	tonf-m
PISO 02	X1	1.761	0.315	0.274	Y1	9.9147	6.4994	2.2698
PISO 02	X2	1.695	1.449	2.823	Y2	9.9192	8.3816	2.1673
PISO 02	X3	1.611	1.259	1.022	Y3	14.013	9.5044	3.5002
PISO 02	X4	11.01	7.174	7.706	Y4	10.526	6.0233	1.8994
PISO 02	X5	4.664	6.112	3.919	Y5	2.4307	7.4487	9.1819
PISO 02	X6	11.85	14.3	13.08	Y6	4.6287	0.5996	0.5307
PISO 02	X7	3.204	24.4	9.089	Y7	10.148	17.751	4.1249
PISO 02	X8	16.48	20.62	22.68	Y8	5.1073	6.6869	2.2035
PISO 02	X9	3.171	2.567	1.804	Y9	5.7977	15.737	2.9158
PISO 02	X10	0.899	0.173	0.162	Y10	4.6084	8.833	3.2508
PISO 02	X11	0.194	0.892	0.902	Y11	6.0666	6.4579	3.7711
PISO 02	X12	3.841	2.261	2.226				

Fuente: Etabs V16, 2016.

Las fuerzas internas de los muros presentados en las Tablas N°36 y N°37 son resultado de la envolvente máxima que se creó en el programa Etabs, se diseñara con dicha envolvente ya que es la más crítica.

3.3.13.2. Diseño de muros por Cuantía Mínima.

Se realizará el diseño del muro X7, ya que es el más crítico, con $M_u = 54.35 \text{ tn-m}$, $V_u = 32.5 \text{ Tn}$ y un $P = 35.87 \text{ Tn}$. Este muro por ser el más crítico, la cuantía de los demás muros tanto como en el eje X-X como en el Y-Y se presentaran en tablas resumen siguiendo los mismos pasos del muro X7. empleando las fórmulas señaladas en la Norma de Concreto Armado Peruana E.060.

TABLA N°38. Acero máximos y mínimos para muros

	ρ HORIZONTAL	ρ VERTICAL
$V_u > \phi V_c/2$	0.0025	0.0025
$V_u < \phi V_c/2$	0.0020	0.0015
$H_m/l_m \leq 2$	$\rho_h = \rho_v$	

Fuente. Morales, 2006.

Datos para calcular la cuantía mínima en muros:

- ✓ **Resistencia del concreto ($F'c$):** 175 Kg/cm²
- ✓ **Esfuerzo de Fluencia del acero (F_y):** 4200 Kg/cm²
- ✓ **Longitud del muro:** 255 cm.
- ✓ **Altura del muro:** 250 cm.
- ✓ **Espesor del muro:** 10 cm.
- ✓ **Relación de la altura y la longitud:** 0.9803.

α_c	hm/lm
0.8	≤ 1.5
0.53	≥ 2.0

Calculo de la Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el concreto

$$(V_c): V_c = (\phi)(A_c \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{f'c}) = 0.85(10 * 255 * 0.80 * \sqrt{175}) / 1000$$

$$\phi V_c = 22.938$$

$$\phi 0.50 V_c = 11.47 \text{ tn}$$

$V_u = 32.5 \text{ Ton.}$ (Proveniente del análisis en ETABS, ver en la Tabla N°36)

Como, $V_u > 0.5 \phi V_c$ según Tabla N°38 de aceros máximos y mínimos usaremos una cuantía de 0.0025 en vertical y horizontal ya que $h_m/l_m = 0.9803 < 2$. Entonces el área de acero para un metro de muro se obtiene en la siguiente expresión:

$$100 \times 0.0025 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Para encontrar la separación de acero en cm dependerá del diámetro de acero a usar:

Acero de 8mm:
$$s = \frac{0.503}{2.5} = 0.20 \text{ m}$$

Usar Varilla de ϕ 8mm. @ 0.20 m.

TABLA N°39. Muros diseñados por corte, cuantía mínima X-X primer piso.

MURO	F'c	Fy	Vu(tn)	Lm(m)	Hm(m)	B(m)	INERCIA (m4)	Hm/Lm	0.50Vc	Usar ϕ 8mm	
										Ash	AsV
X1	175	4200	1.117	0.75	2.5	0.1	0.004	3.333	2.804	0.25	0.34
X2	175	4200	1.733	0.75	2.5	0.1	0.004	3.333	2.804	0.25	0.34
X3	175	4200	1.095	0.5	2.5	0.1	0.001	5	1.869	0.25	0.34
X4	175	4200	0.24	0.45	2.5	0.1	0.001	5.556	1.682	0.25	0.34
X5	175	4200	32.11	2.65	2.5	0.1	0.155	0.943	11.919	0.2	0.2
X6	175	4200	10.57	1.35	2.5	0.1	0.021	1.852	4.63	0.2	0.2
X7	175	4200	32.5	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.2	0.2
X8	175	4200	1.127	0.55	2.5	0.1	0.001	4.545	2.056	0.25	0.34
X9	175	4200	2.628	0.65	2.5	0.1	0.002	3.846	2.43	0.2	0.2
X10	175	4200	2.739	0.65	2.5	0.1	0.002	3.846	2.43	0.2	0.2

Fuente. Elaboración propia, 2017

TABLA N°40. Muros diseñados por corte, cuantía mínima Y-Y primer piso.

MURO	F'c	Fy	Vu(tn)	Lm(m)	Hm(m)	B(m)	INERCIA (m4)	Hm/Lm	0.50Vc	Usar ϕ 8mm	
										Ash	AsV
Y1	175	4200	13.47	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.2	0.2
Y2	175	4200	11.28	2.3	2.5	0.1	0.101	1.087	10.345	0.2	0.2
Y3	175	4200	20.43	5.55	2.5	0.1	1.425	0.45	24.963	0.25	0.25
Y4	175	4200	3.825	1.65	2.5	0.1	0.037	1.515	7.346	0.25	0.25
Y5	175	4200	3.412	1.2	2.5	0.1	0.014	2.083	3.576	0.25	0.34
Y6	175	4200	1.956	1.1	2.5	0.1	0.011	2.273	3.278	0.25	0.34
Y7	175	4200	3.287	1.85	2.5	0.1	0.053	1.351	8.321	0.25	0.25
Y8	175	4200	13.73	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.2	0.2
Y9	175	4200	35.51	8.7	2.5	0.1	5.488	0.287	39.131	0.25	0.25

Fuente. Elaboración propia, 2017

TABLA N°41. Muros diseñados por corte, cuantía mínima X-X segundo piso.

MURO	F' C	F' Y	VU(tn)	Lm(m)	Hm(m)	B(m)	INERCIA (m4)	Hm/Lm	0.50Vc	Usar ϕ 8mm	
										Ash	AsV
X1	175	4200	0.315	0.75	2.5	0.1	0.004	3.333	2.235	0.25	0.34
X2	175	4200	1.449	1.3	2.5	0.1	0.018	1.923	4.181	0.25	0.25
X3	175	4200	1.259	0.7	2.5	0.1	0.003	3.571	2.086	0.25	0.34
X4	175	4200	7.174	1.65	2.5	0.1	0.037	1.515	7.346	0.25	0.25
X5	175	4200	6.112	1.45	2.5	0.1	0.025	1.724	5.421	0.2	0.2
X6	175	4200	14.3	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.2	0.2
X7	175	4200	24.4	1.45	2.5	0.1	0.025	1.724	5.421	0.2	0.2
X8	175	4200	20.62	2.65	2.5	0.1	0.155	0.943	11.919	0.2	0.2
X9	175	4200	2.567	0.65	2.5	0.1	0.002	3.846	1.937	0.2	0.2
X10	175	4200	0.173	0.7	2.5	0.1	0.003	3.571	2.086	0.25	0.34
X11	175	4200	0.892	1.25	2.5	0.1	0.016	2	3.725	0.25	0.25
X12	175	4200	2.261	0.65	2.5	0.1	0.002	3.846	1.937	0.2	0.2

Fuente. Elaboración propia, 2017

TABLA N°42. Muros diseñados por corte, cuantía mínima Y-Y segundo piso

MURO	F' C	F' Y	VU(tn)	Lm(m)	Hm(m)	B(m)	INERCIA (m4)	Hm/Lm	0.50Vc	Usar ϕ 8mm	
										Ash	AsV
Y1	175	4200	6.4994	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.25	0.25
Y2	175	4200	8.3816	2.3	2.5	0.1	0.101	1.087	10.345	0.25	0.25
Y3	175	4200	9.5044	2.8	2.5	0.1	0.183	0.893	12.594	0.25	0.25
Y4	175	4200	6.0233	2.6	2.5	0.1	0.146	0.962	11.694	0.25	0.25
Y5	175	4200	7.4487	2.65	2.5	0.1	0.155	0.943	11.919	0.25	0.25
Y6	175	4200	0.5996	1.85	2.5	0.1	0.053	1.351	8.321	0.25	0.25
Y7	175	4200	17.751	2.65	2.5	0.1	0.155	0.943	11.919	0.2	0.2
Y8	175	4200	6.6869	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.25	0.25
Y9	175	4200	15.737	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.2	0.2
Y10	175	4200	8.833	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.25	0.25
Y11	175	4200	6.4579	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	11.469	0.25	0.25

Fuente. Elaboración propia, 2017

En las tablas N°39,40,41 y 42 se puede observar los aceros tanto verticales como horizontales para un metro de muro diseñados por la cuantía mínima.

3.3.13.3. Diseño por Flexo-compresión:

Se tomó como referencia el muro X7 del primer nivel, luego se presentan tablas de todos los muros en X-X y Y-Y tanto del primer piso como en el segundo piso.

Datos:

MURO X7 PRIMER PISO		DATOS DEL ETABS	
ΦV_c	22.938 Tn	Pu	35.87 Tn
Lm(m)	2.55 m		
T(m)	0.10 m	Mu	54.35Tn
Hm/lm	0.98 m		
Ig	0.138	Vu	32.5Tn
ph	0.0020		
ρ_v	0.0020		

a) MOMENTO DEL AGRIETAMIENTO (M_{cr})

Los muros han de diseñarse para un momento nominal no menor a 1.2 veces el Momento de agrietamiento:

$$M_{cr} = \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{Pu}{Ag} \right) \frac{I_g}{Y_t}$$

DONDE:

M_{cr} = Momento de agrietamiento.

I_g = Momento de inercia bruta de la sección.

f'_c = resistencia del concreto a la compresión.

P_u = Carga axial última.

A_g = Área bruta de la sección.

Y_t = Distancia del eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción (sin considerar el refuerzo) o $L_w/2$

L_w = Longitud del alma de la sección.

$$1.2xM_{cr} = 1.2 * 43.861 = 52.6332 Tn - m$$

b) CÁLCULO DEL ACERO POR FLEXIÓN – MALLA VERTICAL

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad a = \frac{A_s x F_y}{0.85 x f'_c x b}$$

Donde.

Mu = Momento de diseño, calculado por carga muerta y sismo.

φ = Factor de reducción de resistencia = 0.90

fy = Esfuerzo de fluencia a usar.

d = Peralte efectivo. (La distancia “d” de la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tracción del refuerzo se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones; la Norma permite usar un valor aproximado de “d” igual 0.8 Lm)

a = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto.

As = Área de acero por flexión.

f'c = Resistencia del concreto a la compresión.

b = Espesor de la sección.

Para el primer tanteo se tomó a= d/5 = 40.8 cm

As = 7.58 cm² a = 21.40 cm

As = 6.83 cm² a = 19.28 cm

As = 6.83 cm² **a = 19.28 cm**

As min vertical = **6.83 cm²**

c) CÁLCULO DE CANTIDAD DE BARRAS.

Se usarán un acero de 8mm que tienen un área de 0.503 cm².

$$n = \frac{A_s}{A\phi}$$

Donde:

As= Área de acero calculada.

Aφ = Área de acero a usar 8mm

$$n = \frac{6.83}{0.503} = 14 \text{ barras}$$

d) CALCULO DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO.

$$S = \frac{b - (2r + A\emptyset)}{(n - 1)}$$

Donde:

S= Separación de las barras

b = Longitud del muro Lm en cm²

r = recubrimiento

A∅ = Área de acero a usar 8mm

n = Numero de barras

$$S = \frac{255 - (2 \times 2 + 0.503)}{(14 - 1)} = 19.3cm$$

e) CALCULO DE REFUERZO EN LO EXTREMOS.

$$Asr = \frac{As}{2}$$

Donde:

Asr = Área de acero de refuerzo en los extremos del muro.

As = Área de acero calculado.

$$Asr = \frac{6.83}{2} = 3.42 \text{ cm}^2$$

Entonces se utilizará las siguientes cantidades de acero:

Malla vertical de 8mm @0.20 m + 2 ∅ ½" a cada extremo del muro.

Siguiendo estos pasos se determinó la cantidad de acero para cada muro que se presentan en las tablas siguientes:

TABLA N°43. Muros diseñados por flexo compresión malla vertical X-X y Y-Y primer piso.

MURO	F'c	Fy	VU(tn)	MU	PU	LM	HM	t(m)	Ig (m4)	Hm/Lm	1.2xMr	As(cm2)	∅ 8mm	@	As de refuerzo(cm ²)	Acero de refuerzo ∅1/2" C/E
X1	175	4200	1.117	1.655	5.305	0.75	2.5	0.1	0.004	3.333	4.2924	1.89	4	23.5	0.945	2
X2	175	4200	1.733	2.265	5.005	0.75	2.5	0.1	0.004	3.333	4.2408	1.87	4	23.5	0.935	2
X3	175	4200	1.095	0.709	4.003	0.5	2.5	0.1	0.001	5	1.6548	1.09	3	22.8	0.545	2
X4	175	4200	0.24	0.283	3.512	0.45	2.5	0.1	0.001	5.556	1.8276	1.34	3	20.3	0.67	2
X5	175	4200	32.11	45.66	25.85	2.65	2.5	0.1	0.155	0.943	50.8332	6.34	13	21.8	3.17	2
X6	175	4200	10.57	11.78	18.75	1.35	2.5	0.1	0.021	1.852	15.0624	3.69	8	18.7	1.845	2
X7	175	4200	32.5	54.35	35.87	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	52.6332	6.83	14	19.3	3.415	2
X8	175	4200	1.127	1.665	5.333	0.55	2.5	0.1	0.001	4.545	1.578	0.95	2	50.5	0.475	2
X9	175	4200	2.628	2.152	8.229	0.65	2.5	0.1	0.002	3.846	2.8884	1.47	3	30.3	0.735	2
X10	175	4200	2.739	2.445	12.2	0.65	2.5	0.1	0.002	3.846	3.3396	1.7	4	20.2	0.85	2

MURO	F'c	Fy	VU(tn)	MU	PU	LM	HM	t(m)	Ig (m4)	Hm/Lm	1.2xMr	As(cm2)	∅ 8mm	@	As de refuerzo(cm ²)	Acero de refuerzo ∅1/2" C/E
Y1	175	4200	13.47	6.557	30.78	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	50.0412	6.49	13	20.9	3.245	2
Y2	175	4200	11.28	2.707	32.46	2.3	2.5	0.1	0.101	1.087	42.7584	6.15	13	18.8	3.075	2
Y3	175	4200	20.43	52.95	36.94	5.55	2.5	0.1	1.425	0.45	204.0504	12.16	25	23	6.08	4
Y4	175	4200	3.825	3.828	8.168	1.65	2.5	0.1	0.037	1.515	16.9032	3.39	7	26.8	1.695	2
Y5	175	4200	3.412	2.058	13.15	1.2	2.5	0.1	0.014	2.083	10.476	2.89	6	23.1	1.445	2
Y6	175	4200	1.956	1.412	9.044	1.1	2.5	0.1	0.011	2.273	8.3232	2.5	5	26.4	1.25	2
Y7	175	4200	3.287	4.957	3.635	1.85	2.5	0.1	0.053	1.351	19.542	3.49	7	30.1	1.745	2
Y8	175	4200	13.73	7.067	19.98	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	44.5404	5.78	12	22.8	2.89	2
Y9	175	4200	35.51	80.61	27.08	8.7	2.5	0.1	5.488	0.287	447.672	17.02	34	26.3	8.51	6

Fuente. Elaboración propia, 2017

TABLA N°44. Muros diseñados por flexo compresión malla vertical X-X y Y-Y Segundo piso.

MURO	F'c	F'Y	VU(tn)	MU	PU	LM	HM	t(m)	Ig (m4)	Hm/Lm	1.2xMr	As(cm2)	∅ 8mm	@	As de refuerzo (cm²)	Acero de refuerzo ∅1/2" C/E
X1	175	4200	0.315	0.274	1.761	0.75	2.5	0.1	0.004	3.333	3.6876	1.63	4	23.5	0.815	2
X2	175	4200	1.449	2.823	1.695	1.3	2.5	0.1	0.018	1.923	9.2256	2.35	5	31.4	1.175	2
X3	175	4200	1.259	1.022	1.611	0.7	2.5	0.1	0.003	3.571	2.958	1.4	3	32.8	0.7	2
X4	175	4200	7.174	7.706	11.01	1.65	2.5	0.1	0.037	1.515	17.8296	3.57	8	23	1.785	2
X5	175	4200	6.112	3.919	4.664	1.45	2.5	0.1	0.025	1.724	12.2784	2.8	6	28.1	1.4	2
X6	175	4200	14.3	13.08	11.85	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	40.3992	5.24	11	25.1	2.62	2
X7	175	4200	24.4	9.089	3.204	1.45	2.5	0.1	0.025	1.724	11.862	2.71	6	28.1	1.355	2
X8	175	4200	20.62	22.68	16.48	2.65	2.5	0.1	0.155	0.943	45.87	5.72	12	23.7	2.86	2
X9	175	4200	2.567	1.804	3.171	0.65	2.5	0.1	0.002	3.846	2.3136	1.18	3	30.3	0.59	2
X10	175	4200	0.173	0.162	0.899	0.7	2.5	0.1	0.003	3.571	2.8536	1.35	3	32.8	0.675	2
X11	175	4200	0.892	0.902	0.194	1.25	2.5	0.1	0.016	0.215	8.1756	2.16	5	30.2	1.08	2
X12	175	4200	2.261	2.226	3.841	0.65	2.5	0.1	0.002	1.726	2.3904	1.22	3	30.3	0.61	2

MURO	F'c	F'Y	VU(tn)	MU	PU	LM	HM	t(m)	Ig (m4)	Hm/Lm	1.2xMr	As(cm2)	∅ 8mm	@	As de refuerzo(cm²)	Acero de refuerzo ∅1/2" C/E
Y1	175	4200	6.499	2.27	9.9147	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	39.414	5.11	11	25.1	2.555	2
Y2	175	4200	8.382	2.167	9.9192	2.3	2.5	0.1	0.101	1.087	32.4288	4.66	10	25.1	2.33	2
Y3	175	4200	9.504	3.5	14.013	2.8	2.5	0.1	0.183	0.893	49.3512	5.83	12	25.1	2.915	2
Y4	175	4200	6.023	1.899	10.526	2.6	2.5	0.1	0.146	0.962	41.1132	5.23	11	25.6	2.615	2
Y5	175	4200	7.449	9.182	2.4307	2.65	2.5	0.1	0.155	0.943	38.4276	4.8	10	29	2.4	2
Y6	175	4200	0.6	0.531	4.6287	1.85	2.5	0.1	0.053	1.351	19.9116	3.56	8	25.8	1.78	2
Y7	175	4200	17.75	4.125	10.148	2.65	2.5	0.1	0.155	0.943	42.516	5.31	11	26.1	2.655	2
Y8	175	4200	6.687	2.204	5.1073	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	36.9648	4.79	10	27.9	2.395	2
Y9	175	4200	15.74	2.916	5.7977	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	37.3164	4.84	10	27.9	2.42	2
Y10	175	4200	8.833	3.251	4.6084	2.55	2.5	0.1	0.138	0.98	36.7104	4.76	10	27.9	2.38	2
Y11	175	4200	6.458	3.771	6.0666	2.55	2.5	0.1	0.138	1.609	37.4532	4.86	10	27.9	2.43	2

Fuente. Elaboración propia, 2017

a) DISEÑO DE MALLA HORIZONTAL.

Se verifica que la cuantía horizontal mínima que se ha colocado resista un momento mayor proveniente del análisis.

Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por esfuerzo (ϕV_s).

Esta resistencia se obtiene con la siguiente formula.

$$\phi V_s = \phi(A_c \cdot \rho h \cdot f_y)$$

Donde:

ϕV_s = Resistencia nominal a la fuerza cortante del esfuerzo

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.85

A_c = Área de la sección

ρh = Cuantía de acero

f_y = Esfuerzo de fluencia a usar.

$$\phi V_s = 18.207 \text{ Tn}$$

b) RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE (ϕV_n)

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde:

ϕV_s = Resistencia nominal al corte

ϕV_c = Resistencia nominal a la fuerza cortante del concreto.

ϕV_s = Resistencia nominal a la fuerza cortante del esfuerzo

$$\phi V_n = 41.146 \text{ Tn}$$

c) CALCULO DEL ACERO TOTAL COLOCADO

$$A_{st} = A_s + A_{sr}$$

Donde:

A_{st} = Área total de acero colocado

A_s = Área de acero para malla

A_{sr} = Área de acero del refuerzo en los extremos

$$A_{st} = 10.25 \text{ cm}^2$$

d) MOMENTO NOMINAL PROPORCIONADO POR EL ACERO COLOCADO

$$Mn = Astx fyx \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

Mn = Momento nominal proporcionado por el acero.

Ast = Área de acero total

fy = Esfuerzo de fluencia a usar

d = Peralte efectivo.; la Norma permite usar un valor aproximado de “d” igual 0.8 Lm)

a = El valor de “a” se tomó como d/5.

$$Mn = 79.00 Tn$$

e) FUERZA CORTANTE ULTIMA DE DISEÑO.

$$Vu = Vua \left(\frac{Mn}{Mcr} \right)$$

Donde:

Vu = Cortante ultimo de diseño

Vua = cortante obtenido del análisis en el programa Etabs

Mn = Momento nominal proporcionado por el acero.

Mcr = Momento de agrietamiento

Condición si ($Vu < \phi Vn$), cumple con la condición no se considera la resistencia de concreto al corte, si ($Vu > \phi Vn$) entonces se considerara la resistencia del concreto al corte.

$$Vu = 48.78 > \phi Vn = 41.146$$

Para el diseño de acero horizontal en los demás muros se siguieron estos pasos y son mostrados en tablas a continuación.

TABLA Nº45. Muros diseñados por flexo compresión malla Horizontal X-X y Y-Y primer piso.

Muro	Lm	Hm	T(m)	ρh	ϕV_s	ϕV_n	Ast	Mn	Vu	Condición	Refuerzo horizontal
X1	0.75	2.5	0.1	0.0020	6.69375	11.16375	2.835	6.43	1.67	ok	Malla 8mm a 0.25
X2	0.75	2.5	0.1	0.0020	6.69375	11.16375	2.805	6.36	2.6	ok	Malla 8mm a 0.25
X3	0.5	2.5	0.1	0.0020	4.4625	7.4425	1.635	2.47	1.63	ok	Malla 8mm a 0.25
X4	0.45	2.5	0.1	0.0020	4.01625	6.69825	2.010	2.74	0.36	ok	Malla 8mm a 0.25
X5	2.65	2.5	0.1	0.0025	23.65125	47.48925	9.510	76.21	48.14	ok	Malla 8mm a 0.20
X6	1.35	2.5	0.1	0.0020	12.04875	21.30875	5.535	22.6	15.86	ok	Malla 8mm a 0.25
X7	2.55	2.5	0.1	0.0025	22.75875	45.69775	10.245	79	48.78	ok	Malla 8mm a 0.20
X8	0.55	2.5	0.1	0.0020	4.90875	8.18675	1.425	2.37	1.69	ok	Malla 8mm a 0.25
X9	0.65	2.5	0.1	0.0020	5.80125	9.67525	2.205	4.33	3.94	ok	Malla 8mm a 0.25
X10	0.65	2.5	0.1	0.0020	5.80125	9.67525	2.550	5.01	4.1	ok	Malla 8mm a 0.25

Muro	Lm	Hm	T(m)	ρh	ϕV_s	ϕV_n	Ast	Mn	Vu	Condición	Refuerzo horizontal
Y1	2.55	2.5	0.1	0.0020	18.207	41.146	9.735	75.07	20.21	ok	Malla 8mm a 0.25
Y2	2.3	2.5	0.1	0.0020	16.422	37.112	9.225	64.16	16.93	ok	Malla 8mm a 0.25
Y3	5.55	2.5	0.1	0.0020	39.627	89.552	18.240	306.13	30.65	ok	Malla 8mm a 0.25
Y4	1.65	2.5	0.1	0.0020	11.781	24.119	5.085	25.37	5.74	ok	Malla 8mm a 0.25
Y5	1.2	2.5	0.1	0.0020	8.568	15.719	4.335	15.73	5.12	ok	Malla 8mm a 0.20
Y6	1.1	2.5	0.1	0.0020	7.854	15.399	3.750	12.47	2.93	ok	Malla 8mm a 0.25
Y7	1.85	2.5	0.1	0.0020	13.209	29.851	5.235	29.29	4.93	ok	Malla 8mm a 0.20
Y8	2.55	2.5	0.1	0.0020	18.207	41.146	8.670	66.86	20.61	ok	Malla 8mm a 0.25
Y9	8.7	2.5	0.1	0.0020	62.118	140.379	25.530	671.66	53.28	ok	Malla 8mm a 0.25

Fuente. Elaboración propia, 2017

TABLA N°46. Muros diseñados por flexo compresión malla Horizontal X-X y Y-Y Segundo piso.

Muro	Lm	Hm	T(m)	ρh	ϕV_s	ϕV_n	Ast	Mn	Vu	Condición	Refuerzo horizontal
X1	0.75	2.5	0.1	0.0020	5.355	9.825	2.445	5.55	0.47	ok	Malla 8mm a 0.25
X2	1.3	2.5	0.1	0.0020	9.282	19.003	3.525	13.86	2.18	ok	Malla 8mm a 0.25
X3	0.7	2.5	0.1	0.0020	4.998	9.17	2.100	4.45	1.89	ok	Malla 8mm a 0.25
X4	1.65	2.5	0.1	0.0020	11.781	24.119	5.355	26.72	10.75	ok	Malla 8mm a 0.25
X5	1.45	2.5	0.1	0.0020	10.353	21.195	4.200	18.42	9.17	ok	Malla 8mm a 0.25
X6	2.55	2.5	0.1	0.0020	18.207	35.698	7.860	60.61	21.45	ok	Malla 8mm a 0.25
X7	1.45	2.5	0.1	0.0025	12.941	23.783	4.065	17.82	36.66	ok	Malla 8mm a 0.20
X8	2.65	2.5	0.1	0.0020	18.921	42.759	8.580	68.76	30.91	ok	Malla 8mm a 0.25
X9	0.65	2.5	0.1	0.0020	4.641	8.515	1.770	3.48	3.86	ok	Malla 8mm a 0.25
X10	0.7	2.5	0.1	0.0020	4.998	9.17	2.025	4.29	0.26	ok	Malla 8mm a 0.25
X11	1.25	2.5	0.1	0.0020	8.925	16.374	3.240	12.25	1.34	ok	Malla 8mm a 0.25
X12	0.65	2.5	0.1	0.0020	4.641	8.884	1.965	0.14	0.12	ok	Malla 8mm a 0.25

Muro	Lm	Hm	T(m)	ρh	ϕV_s	ϕV_n	Ast	Mn	Vu	Condición	Refuerzo horizontal
Y1	2.55	2.5	0.1	0.0020	18.207	41.146	7.665	59.11	9.75	ok	Malla 8mm a 0.25
Y2	2.3	2.5	0.1	0.0020	16.422	37.112	6.990	48.62	12.57	ok	Malla 8mm a 0.25
Y3	2.8	2.5	0.1	0.0020	19.992	45.18	8.745	74.05	14.26	ok	Malla 8mm a 0.25
Y4	2.6	2.5	0.1	0.0020	18.564	41.952	7.845	61.68	9.04	ok	Malla 8mm a 0.25
Y5	2.65	2.5	0.1	0.0020	18.921	42.759	7.200	57.7	11.18	ok	Malla 8mm a 0.25
Y6	1.85	2.5	0.1	0.0020	13.209	25.898	5.340	29.87	0.9	ok	Malla 8mm a 0.25
Y7	2.65	2.5	0.1	0.0020	23.651	47.489	7.965	63.83	26.65	ok	Malla 8mm a 0.25
Y8	2.55	2.5	0.1	0.0020	18.207	41.146	7.185	55.4	10.02	ok	Malla 8mm a 0.25
Y9	2.55	2.5	0.1	0.0020	18.207	41.146	7.260	55.98	23.61	ok	Malla 8mm a 0.25
Y10	2.55	2.5	0.1	0.0020	18.207	41.146	7.140	55.06	13.25	ok	Malla 8mm a 0.25
Y11	2.55	2.5	0.1	0.0020	18.207	41.146	7.290	56.21	9.69	ok	Malla 8mm a 0.25

Fuente. Elaboración propia, 2017

3.3.14. DISEÑO DE LOSA MACIZA

El predimensionamiento de la losa maciza fueron calculados en el ítem 3.1.1 y se precedió a su diseño por flexión y cortante según la Norma E.060concreto Armado.

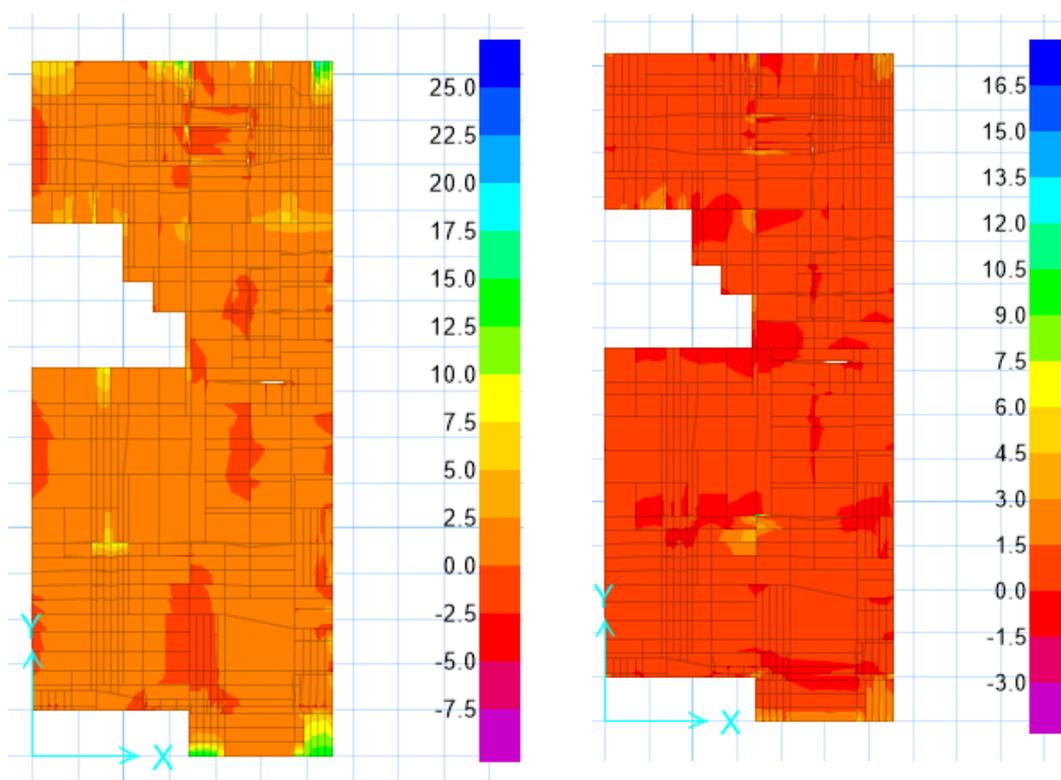
Para el cálculo de momentos flectores, cortantes se realizó franjas de diseño en el programa SAFE, cuyas cargas y restricciones se pueden ver en las siguientes figuras.

COMBINACIONES DE CARGAS.

Se utilizó una envolvente de diseño que está conformada por las siguientes combinaciones de cargas.

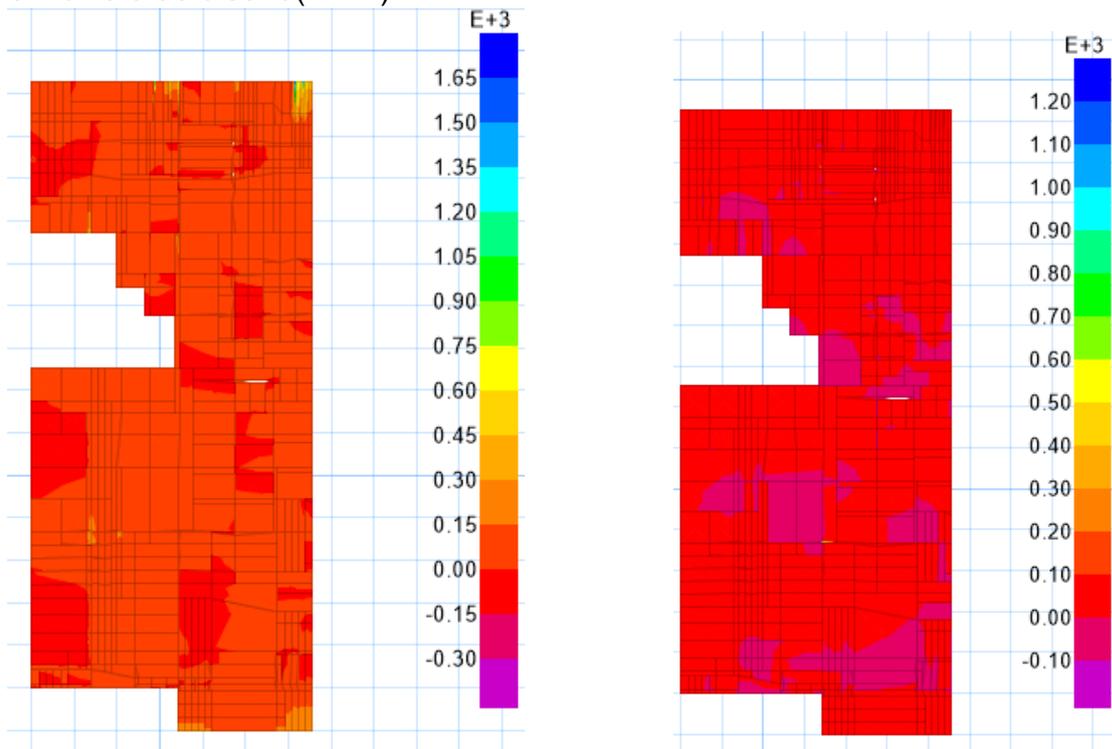
- 1.4CM + 1.7CV
- 1.25 CM + 1.25 CV ± SDX
- 1.25 CM + 1.25 CV ± SDY
- 0.9 CM ± SDX
- 0.9 CM ± SDY

FIGURA N°02: Distribucion de momentos flectores en las direcciones X-Y debido a la envolvente de diseño(tn-m)



Fuente: SAFE V16, 2017.

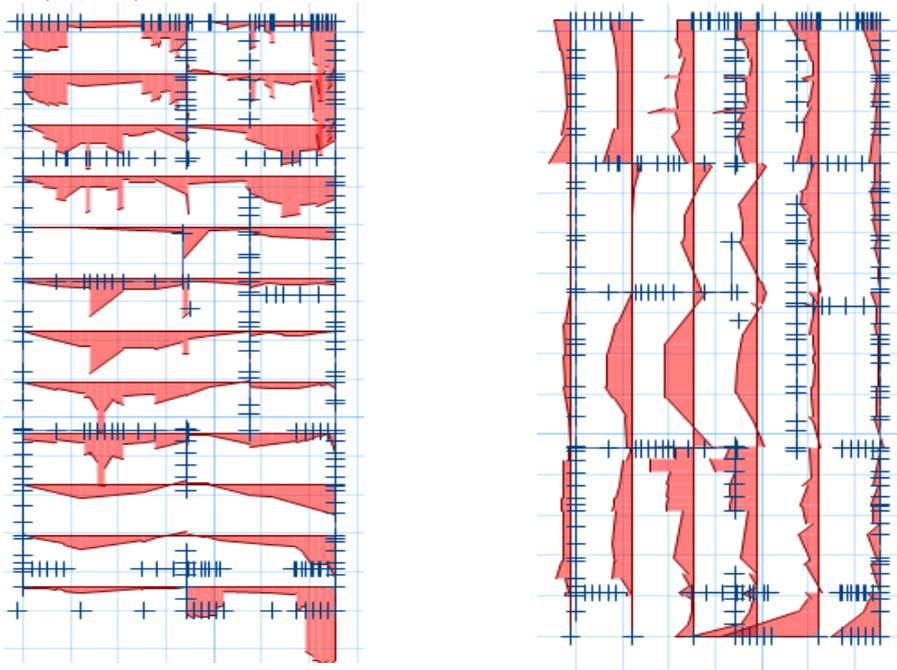
FIGURA N°03: Distribucion de cortantes en las direcciones X-Y debido a la envoltete de diseño(Tn-m)



Fuente: SAFE V16, 2017.

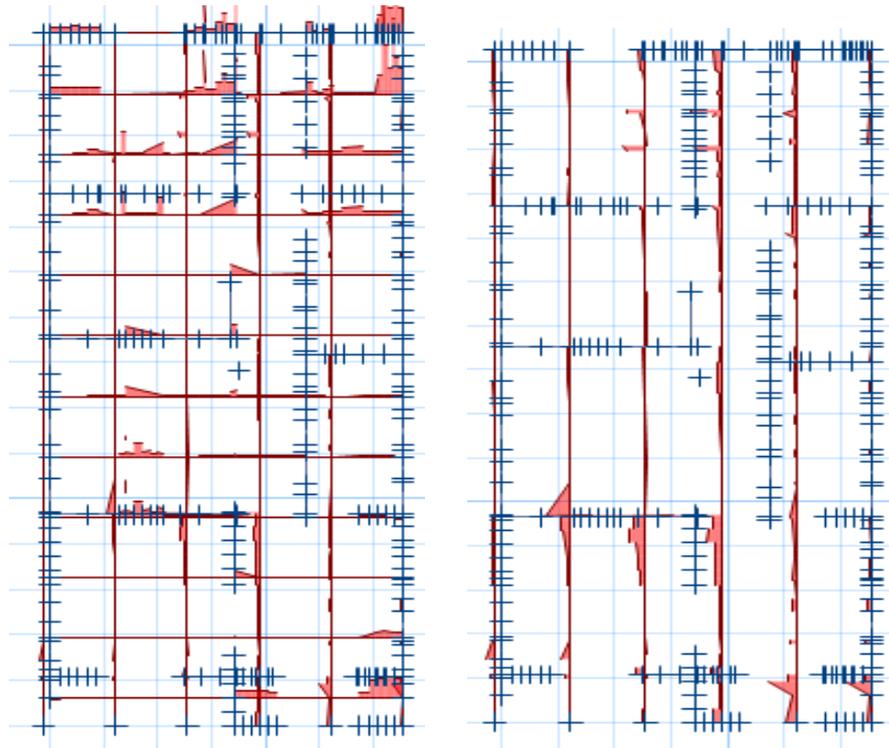
De las franjas de diseño de 1m se obtienen los siguientes momentos y cortantes:

FIGURA N°04: Distribucion de momentos en las direcciones X-Y en las frajas de diseño(Tn-m)



Fuente: SAFE V16, 2017.

FIGURA N°05: Distribucion de cortantes en las direcciones X-Y en las franjas de diseño(Tn-m)



Fuente: SAFE V16, 2017.

Con los momentos de las franjas de diseño que se muestran en las figuras N° 04 y 05 se calcula la cantidad de acero en el programa SAFE, obteniendo así una capa de acero de $\phi 1/2'' @ 15\text{cm}$ y se tiene un momento nominal de:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu} \cdot E_s}{\epsilon_{cu} \cdot E_s + f_y}$$

Donde:

Es: Módulo de elasticidad del acero

ϵ_{cu} : Deformación de agotamiento en compresión del concreto. (0.003)

β_1 = para concretos hasta $280\text{kg/cm}^2 = 0.85$

$$\rho_b = 0.0181 = 1.81\%$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_b x d x b = 0.75 * 1.81\% * 100 * 12 = 16.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 x b x d = 0.0018 * 100 * 12 = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\phi 1/2'' @ 15 \text{ cm} = A_{scol} = 1.27 / 0.15 = 8.46 \text{ cm}^2$$

3.3.14.1. MOMENTO NOMINAL

Las siguientes ecuaciones son validas para calcular la profundidad equivalente de compresiones (a), y la resistencia nominal a flexión de la viga o losa (Mn). El factor de la reducción de resistencia a la flexión es 0.90

$$Mn = 0.90 x A_s x f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s x F_y}{0.85 x f'_c x b}$$

Donde:

As: Área de acero requerida por flexión (cm²)

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/ cm²)

f'_c: Resistencia característica a la compresión del concreto (kg/ cm²)

b: Ancho de la viga (cm)

d: Peralte efectivo de la sección (cm), será 0.06m ya que se tomará una sola capa de acero en el centro.

$$Mn = 0.90 x 8.46 x 4200 x \left(6 - \frac{2.39}{2} \right) = 1.53 \text{ Tn} - \text{m}$$

para la losa maciza del segundo piso se tomaron las mismas consideraciones por lo tanto contara con la misma área de acero $\phi 1/2'' @ 15 \text{ cm}$, esto se debe a que el propietario puede ampliar en la azotea con sistema DRYWALL. En área de losas donde se colocarán los baños del sobre la losa maciza se colocarán refuerzos de $3/8''$ a 0.30, además se colocarán fierros en los bordes para prevenir fisuración.

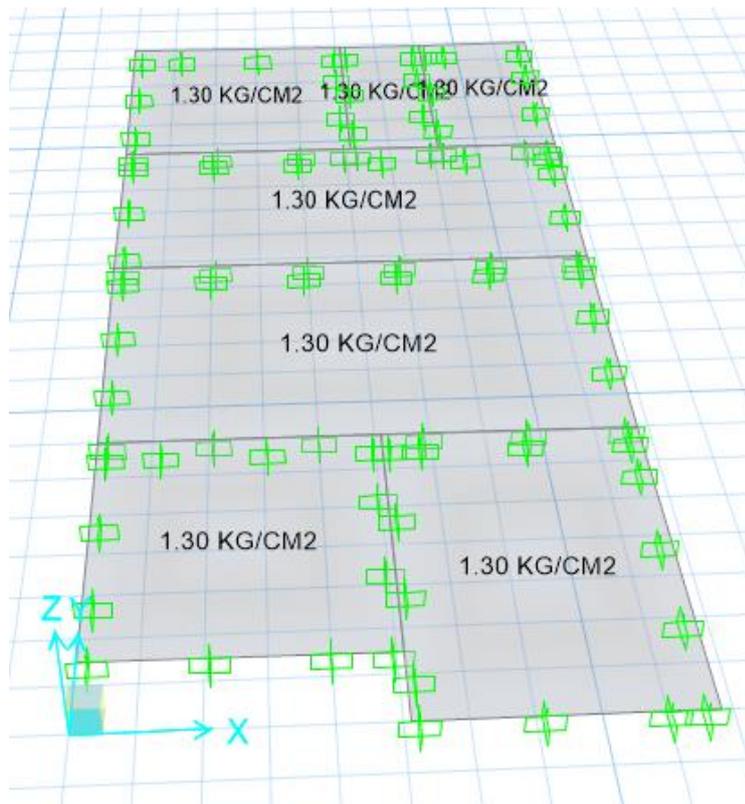
3.3.15. PLATEA DE CIMENTACIÓN.

Las plateas de cimentación superficiales es el tipo de cimentaciones mayormente utilizada para muros de ductilidad limitada.

Para el moldeamiento mediante el software SAFE versión 12, se realizó por el método de elementos infinitos, y así poder obtener las presiones actuantes del terreno y lo esfuerzo internos en la platea de cimentación.

En el programa se considera al suelo como un conjunto de resortes distribuidos uniformemente bajo la superficie, la rigidez de estos resortes(K) es igual módulo de balasto (winkler), también conocido como módulo de reacción de la sub rasante, la cual se deforma ante la acción de las cargas ejercida provenientes de los muros. Las presiones tienen una distribución no lineal como se puede observar en la siguiente imagen.

FIGURA N°06: Modelo estructural se la platea de cimentacion



Fuente: SAFE V16, 2017.

3.3.15.1. ESFUERZOS ACTUANTES DEL SUELO.

Según el instituto geográfico del Perú (IGP), en el año 2014 realizaron un estudio de suelos en la ciudad de nuevo Chimbote para determinar la capacidad portante en diferentes puntos del suelo Neochimbotano llegando a los siguientes resultados:

Según el instituto geofísico del Perú en Nuevo Chimbote hay tres Tipos de suelo: Capacidad portante baja, media y alta:

- En la capacidad portante baja (1-2 kg/cm²), considerado a suelos mediamente compactos y recomendable para viviendas de hasta dos pisos. Esta capacidad portante está presente en el 80% de su superficie.
- Capacidad portante media(2-3kg/cm²) considera suelos moderadamente compactos y recomendable para viviendas de hasta 3 pisos, estos suelos se encuentran en los AAHH laderas de PPAO y 14 de Febrero.
- Capacidad portante Alta (>3kg/cm²), suelos compactos recomendable para cimentaciones de viviendas con más 3 pisos, estos suelos están presentes en Paseo del Mar a Espaldas de Urb. Los Domos.

Los valores obtenidos en la tabla 46 corresponde a una profundidad y ancho mínimo de 1.20 y 1.0 metros.

En esta investigación de uso una capacidad portante de 1.35 kg/cm² ya que, según el instituto geofísico del Perú, la ciudad de Nuevo Chimbote solamente tiene una buena capacidad portante en el 20% de su superficie y el 80% esta tiene una capacidad baja como se dio a conocer anteriormente. Sin embargo, se utilizará un relleno controlado (Afirmado), con una presión máxima admisible de 1.00 kg/cm². En el programa SAFE, se debe controlar que las presiones provenientes de los casos de carga sin contar las acciones sísmicas no excedan dicha presión.

La presión admisible del suelo de incremento en un 30% según la Norma E-060 en el artículo 15.2.4, esto implica para casos de carga que no incluyan los efectos sísmicos, por lo cual se considera una capacidad portante de 1.30 kg/cm² para casos sísmicos y casos de carga.

TABLA N°47: Valores del módulo de balasto en función de la resistencia admisible del terreno.

Modulo reacción del suelo – Datos para SAFE					
Esf Adm (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)	Esf Adm (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)	Esf Adm (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.7
0.3	0.78	1.6	3.28	2.9	5.8
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.9
0.4	1.04	1.7	3.46	3	6
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.1
0.5	1.3	1.8	3.64	3.1	6.2
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.3
0.6	1.48	1.9	3.82	3.2	6.4
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.5
0.7	1.66	2	4	3.3	6.6
0.75	1.75	2.05	4.1	3.35	6.7
0.8	1.84	2.1	4.2	3.4	6.8
0.85	1.93	2.15	4.3	3.45	6.9
0.9	2.02	2.2	4.4	3.5	7
0.95	2.11	2.25	4.5	3.55	7.1
1	2.2	2.3	4.6	3.6	7.2
1.05	2.29	2.35	4.7	3.65	7.3
1.1	2.38	2.4	4.8	3.7	7.4
1.15	2.47	2.45	4.9	3.75	7.5
1.2	2.56	2.5	5	3.8	7.6
1.25	2.65	2.55	5.1	3.85	7.7
1.3	2.74	2.6	5.2	3.9	7.8
1.35	2.83	2.65	5.3	3.95	7.9
1.4	2.93	2.7	5.4	4	8
1.45	3.01	2.75	5.5		
1.5	3.1	2.8	5.6		

Fuente: Nelson Morrison, 1993.

Según La tabla N°47 para el esfuerzo admisible de 1.30kg/cm², el módulo de balasto es de 2.74 kg/cm³ respectivamente.

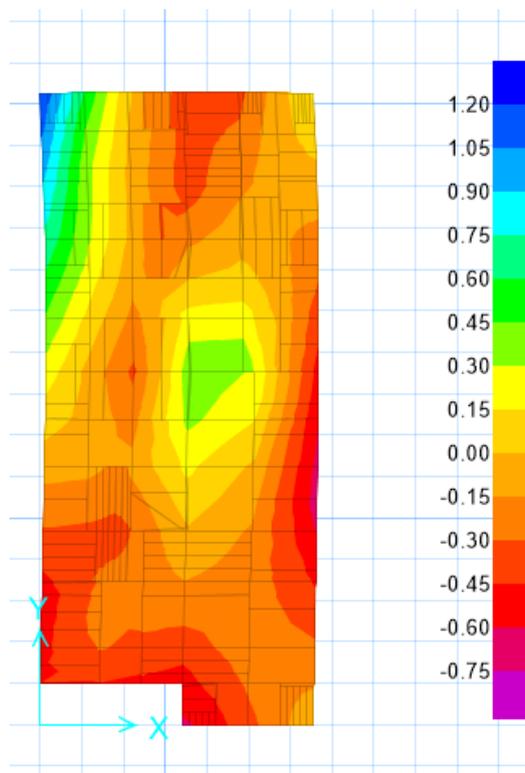
3.3.15.2. COMBINACIONES DE CARGAS.

Las combinaciones de cargas utilizadas en el SAFE, con las cuales se verifico las presiones actuantes sobre el terreno son:

- CARGA MUERTA + CARGA VIVA
- CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO X
- CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO Y

Con estas combinaciones de cargas se generó una envolvente llamada” Envolvente de servicio”.

FIGURA N°07: Distribucion de presiones debido a las cargas de gravedad y sismo, producida por la envolvente de servicio.(kg/cm²)



Fuente: SAFE V16, 2017.

3.3.16. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN.

DATOS:

- ✓ Resistencia del concreto ($F'c$): 175 Kg/cm²
- ✓ Esfuerzo de Fluencia del acero (Fy): 4200 Kg/cm²
- ✓ Capacidad portante: 1.30 Kg/cm²
- ✓ Altura de platea: 12 cm.
- ✓ Módulo de balasto: 2.74 cm.

Para el diseño de la platea de cimentación se hizo mediante las mismas consideraciones que para las losas macizas de entresuelo, esto se debe a que la platea de cimentación se comporta como una losa de concreto armado que trabaja en dos direcciones. Para su modelación y posterior análisis estructural se exportó con todas las cargas y combinaciones del ETABS al SAFE, utilizando la envolvente de diseño que está conformada por las siguientes combinaciones de cargas.

- 1.4CM + 1.7CV
- 1.25 CM + 1.25 CV ± SDX
- 1.25 CM + 1.25 CV ± SDY
- 0.9 CM ± SDX
- 0.9 CM ± SDY

FIGURA N°08: Distribucion de momentos flectores en las direcciones X-Y debido a la envolvente de diseño(Tn-m)

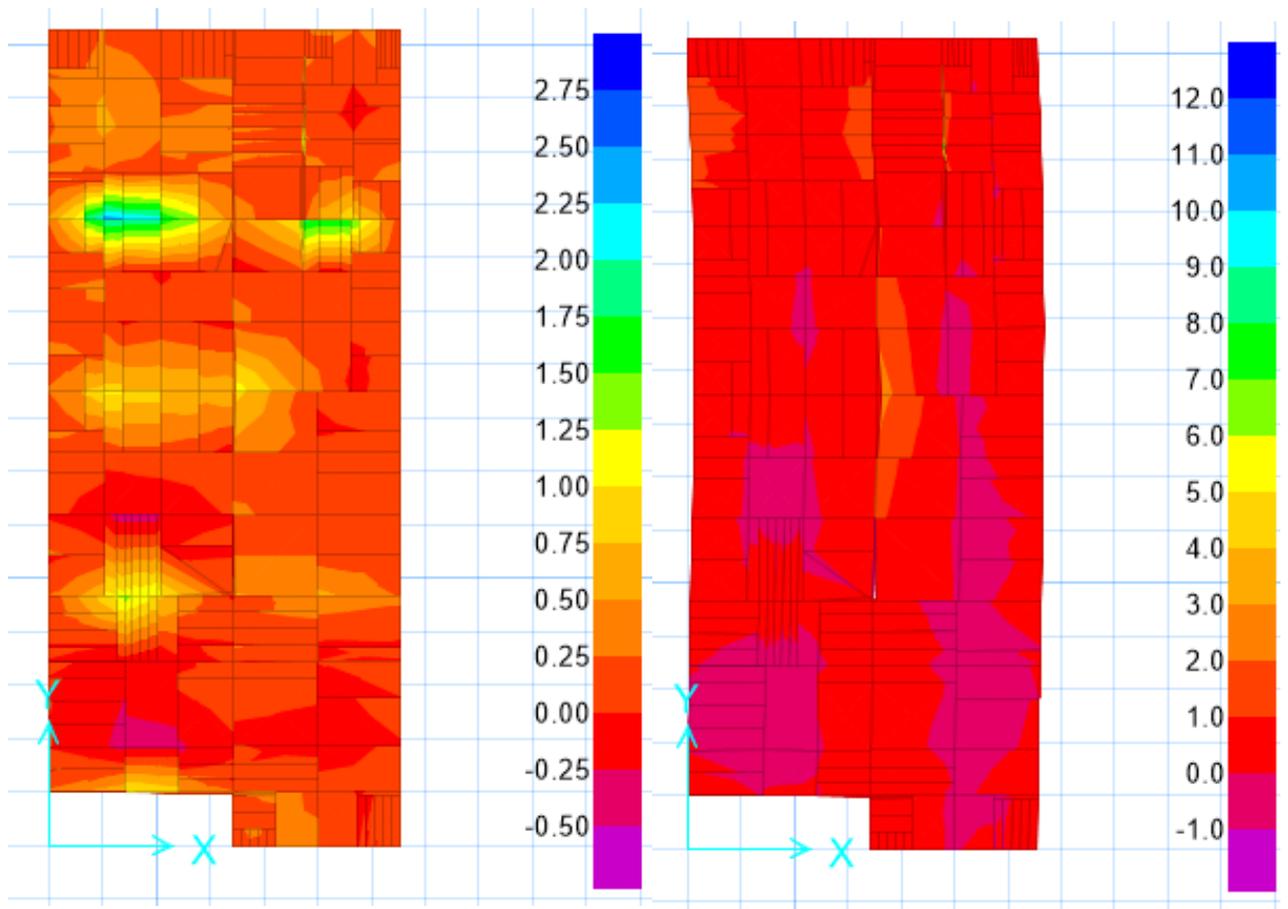
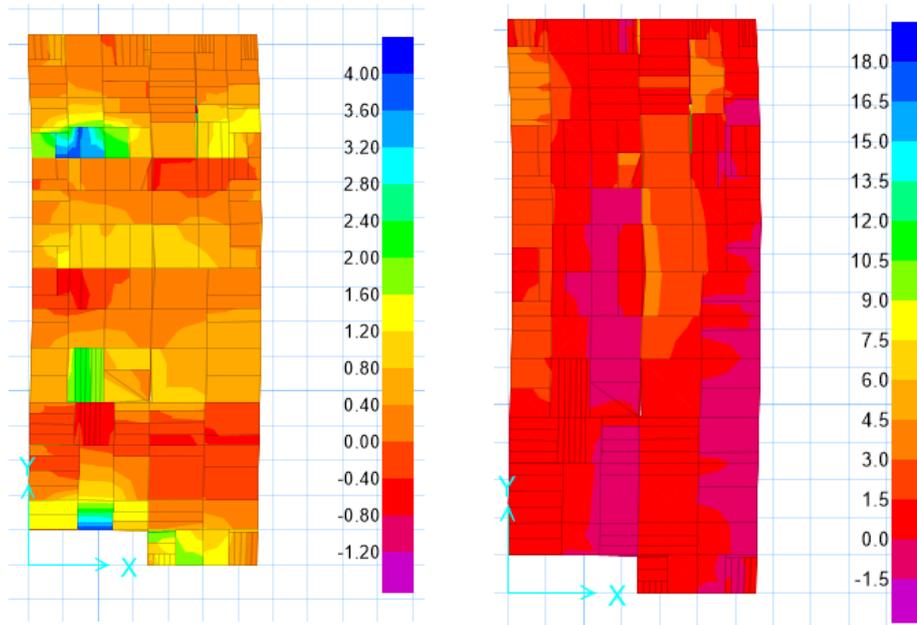


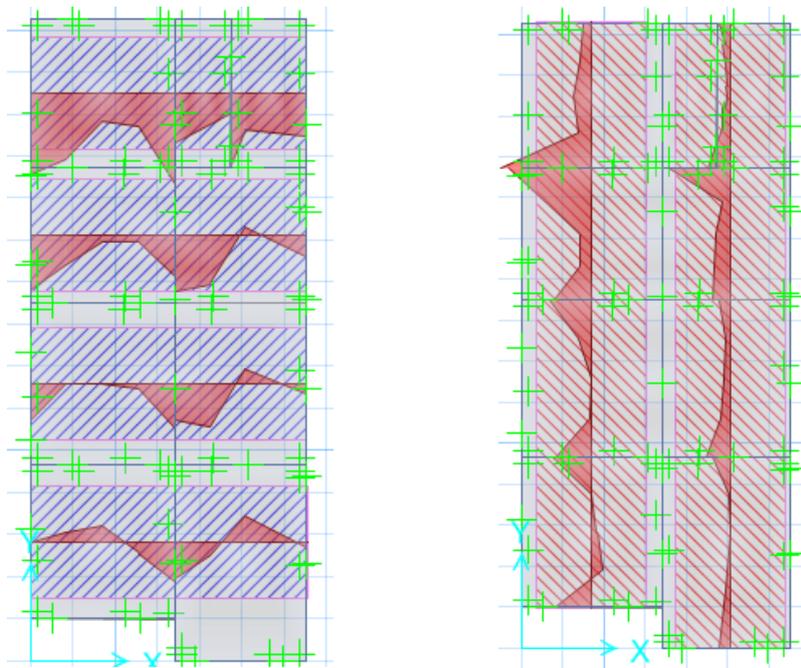
FIGURA N°09: Distribucion de fuerzas cortantes en las direcciones X-Y debido a la envoltete de diseño(Tn-m)



Fuente: SAFE V16, 2017.

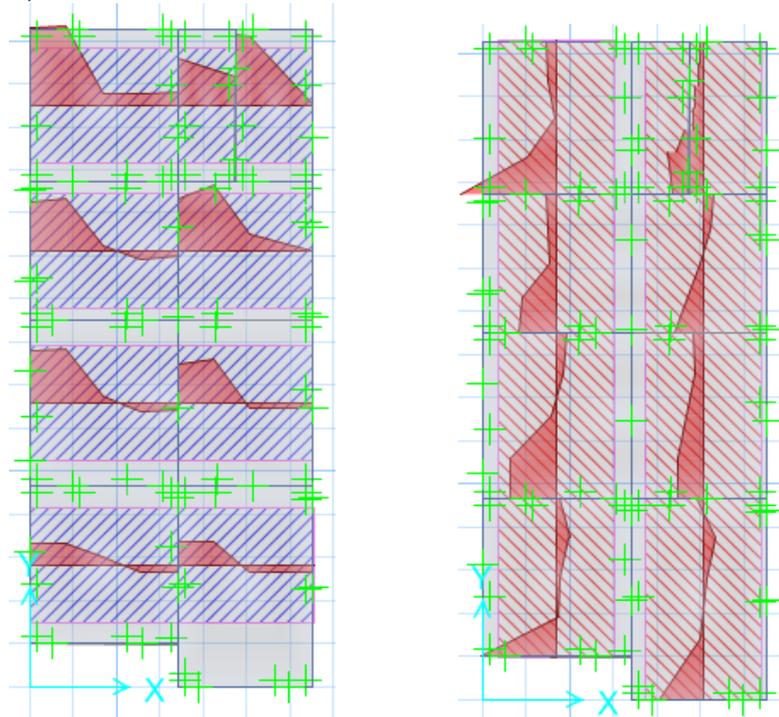
Con estos momentos de las figuras N°08 y 09, se realizó franjas de diseño de 1m tanto en el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra a continuación:

FIGURA N°10: Distribucion de momentos en las direcciones X-Y en las frajas de diseño(Tn-m)



Fuente: SAFE V16, 2017.

FIGURA N°11: Distribucion de cortantes en las direcciones X-Y en las franjas de diseño(tn-m)



Fuente: SAFE V16, 2017.

Con los momentos de las franjas de diseño que se muestran en las figuras N°10 y 11 se calcula la cantidad de acero en el programa SAFE, obteniendo así una capa de acero de $\phi 3/8'' @ 15\text{cm}$ y se tiene un momento nominal de:

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu} \cdot E_s}{\epsilon_{cu} \cdot E_s + f_y}$$

Donde:

Es: Módulo de elasticidad del acero

ϵ_{cu} : Deformación de agotamiento en compresión del concreto. (0.003)

β_1 = para concretos hasta $280\text{kg/cm}^2 = 0.85$

$$\rho b = 0.0181 = 1.81\%$$

$$A_{smax} = 0.75 \rho_b x_d x_b = 0.75 * 1.81\% * 100 * 12 = 16.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 x_b x_d = 0.0018 * 100 * 12 = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8'' @ 15 \text{ cm} = A_{scol} = 0.71 / 0.15 = 4.73 \text{ cm}^2$$

3.1.14.1. MOMENTO NOMINAL

Las siguientes ecuaciones son validas para calcular la profundidad equivalente de compresiones (a), y la resistencia nominal a flexión de la viga o losa (Mn). El factor de la reducción de resistencia a la flexión es 0.90

$$Mn = 0.90 x A_s x f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s x F_y}{0.85 x f'_c x b}$$

Donde:

As: Área de acero requerida por flexión (cm²)

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/ cm²)

f'_c: Resistencia característica a la compresión del concreto (kg/ cm²)

b: Ancho de la viga (cm)

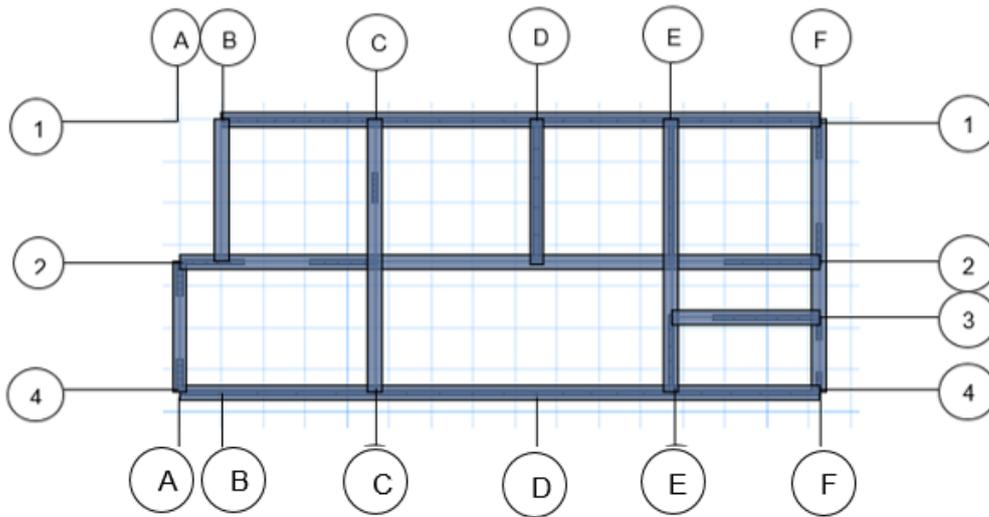
d: Peralte efectivo de la sección (cm), será 0.06m ya que se tomará una sola capa de acero en el centro.

$$Mn = 0.90 x 4.73 x 4200 x \left(6 - \frac{1.34}{2} \right) = 0.952 \text{ Tn} - \text{m}$$

3.3.17. VIGA DE CIMENTACIÓN.

Se colocó además vigas de cimentación debajo de los muros, ya que en esta zona se genera mayores momentos según el programa SAFE, momentos que capa de acero que se colocó en la losa de cimentación ya no puede resistir, es por ello que se colocó dicha viga de (0.25x0.45), las áreas de acero determino en el programa SAFE y se muestra a continuación:

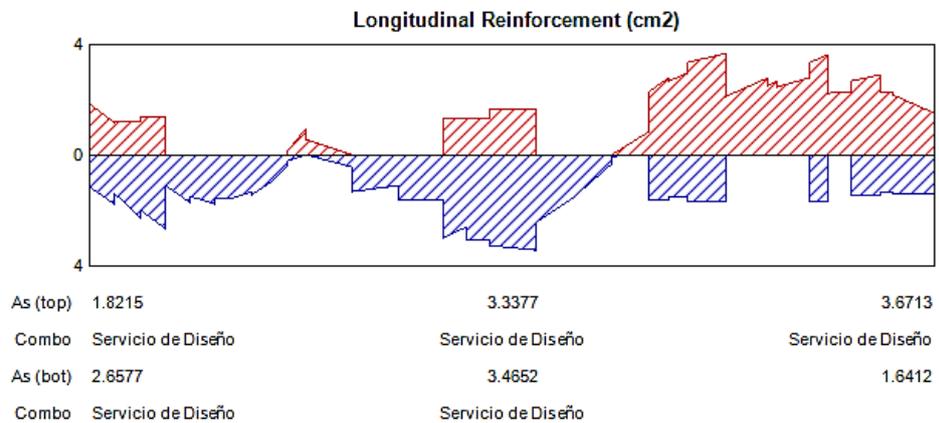
FIGURA N°12: Vigas de cimentacion



Fuente: SAFE V16, 2017.

Se efectuó el diseño de viga de cimentación con los momentos y cortantes de las combinaciones de cargas ingresadas en el programa SAFE, el cual calcula el área de acero requerida que podrán observar en las vigas del eje 1-1, los cálculos para las demás vigas se siguieron los mismos procedimientos y se podrá observar en el plano de cimentación.

FIGURA N°13: Cálculo del acero longitudinal en el programa SAFE (cm²) eje 1-1



Fuente: SAFE V16, 2017.

Acero mímimo según la Norma E-060

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f'y} \quad A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{175} \times 25 \times 37.37}{4200} = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.75 \rho_b \times d \times b = 0.75 \times 1.81\% \times 25 \times 37.37 = 12.68 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar en la figura N° 13 existen diferentes áreas de acero tanto en la parte superior(top) como inferior(bot), esto se debe a que se está trabajando con elementos finitos que consiste en dividir en varios pedazos pequeños un elemento. En esta viga se trabajará con el acero mínimo 2.06cm^2 y en las partes más críticas como se muestra en dicha figura se reforzarán con unas barrar extras y se podrá observar en los planos de estructuras.

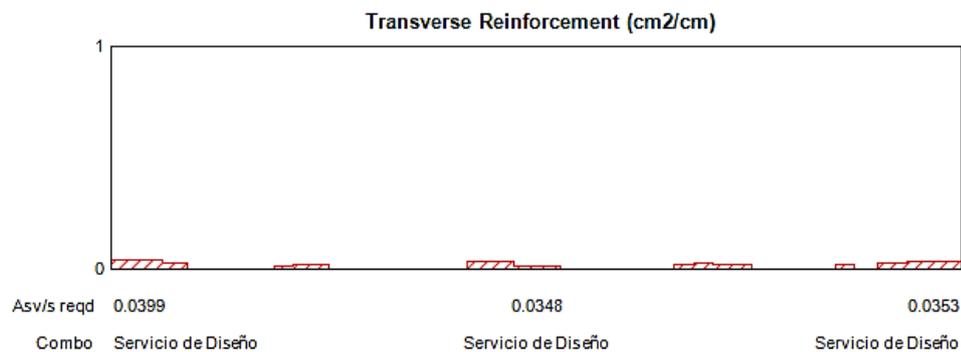
3.3.17.1. CÁLCULO DE CANTIDAD DE BARRAS. EN VIGAS DE CIMENTACIÓN

Se usarán un acero de $\frac{1}{2}$ " que tienen un área de 1.27cm^2 , esta área de acero será tanto para la parte superior e inferior de la viga de cimentación.

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{2.06}{1.27} = 1.62 \rightarrow 2 \text{ barras}$$

3.3.17.2. DISEÑO POR CORTANTE

FIGURA N°14: Calculo del acero transversal en el programa SAFE (cm²) eje 1-1



Fuente: SAFE V16, 2017.

como se puede apreciar en la figura N° 12 el acero transversal que nos arroja el programa SAFE es mínimo por lo que se colocara estribos de $\frac{1}{4}$ ".

Entonces tomamos estribos de $\frac{1}{4}$ " @ 0.20m

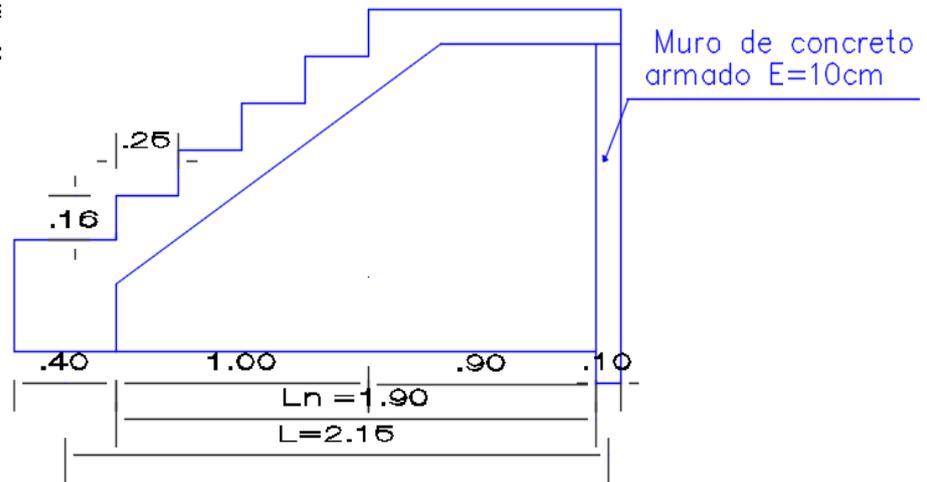
3.3.18. DISEÑO DE ESCALERA

Este diseño de escalera corresponde al primer y segundo piso ya que se consideró cargas igual.

Para el diseño se presentan los siguientes datos:

DATOS

$F'c = 175.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $F'y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $S/C = 250.00 \text{ Kg/m}^2$
 $\text{Acabados} = 100.00 \text{ Kg/m}^2$
 $b = 0.90 \text{ m}$
 $CP = 0.166 \text{ m}$
 $P = 0.25 \text{ m}$
 $\theta = 0.833$
 $t = 0.12 \text{ m}$
 $\text{Recub} = 2.00 \text{ cm}$
 $\gamma C^\circ = 2261.83 \text{ Kg/m}^3$
 $hm = 22.706$



– TRAMO 01 METRADO DE CARGAS

TRAMO INCLINADO.

$$\text{PESO PROPIO} = Hm \times \gamma C^\circ \times B \rightarrow 0.462 \text{ Tn-m.}$$

$$\text{ACABADOS} = \text{Acabados} \times B \rightarrow \underline{0.090 \text{ Tn-m.}}$$

$$Wn = 0.552 \text{ tn-m}$$

$$S/C = S/C \times B \rightarrow 0.225 \text{ Tn-m.}$$

$$WD = (Wn * 1.4) + (WL * 1.7) = 1.1553 \text{ Tn-m}$$

DESCANSO:

$$\text{PESO PROPIO} = t \times \gamma C^\circ \times B \rightarrow 0.244 \text{ Tn-m.}$$

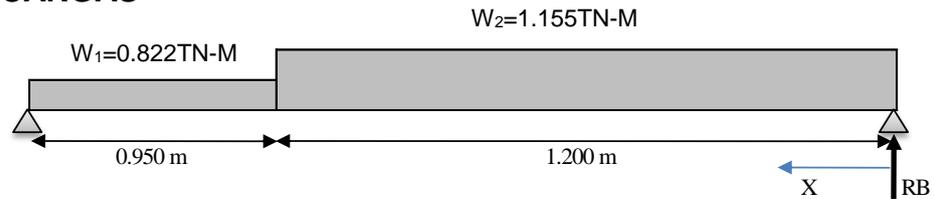
$$\text{ACABADOS} = \text{Acabados} \times B \rightarrow \underline{0.090 \text{ Tn-m.}}$$

$$Wn = 0.344 \text{ tn-m}$$

$$S/C = S/C \times B \rightarrow 0.225 \text{ Tn-m.}$$

$$WD = (Wn * 1.4) + (WL * 1.7) = 0.85 \text{ Tn-m}$$

MODELO DE CARGAS



REACCIONES EN RB.

$$2.15xRB = \frac{0.85x2.15^2}{2} + (1.155 - 0.85)x1.20x(0.95 + \frac{1.20}{2})$$

$$RB = 1.016 \text{ Tn} - m$$

$$Vx = RB - Wu2 \times Xo \rightarrow Xo = \frac{RB}{Wu2} x = 0.879 \text{ m}$$

MOMENTO MÁXIMO

$$+Mumax = (0.9952x0.862) - 1.155x\frac{0.862^2}{2}$$

$$+Mumax = 0.446 \text{ Tn} - m$$

MOMENTO ULTIMO DE DISEÑO

$$+MuDis = 0.80x0.429 = 0.357 \text{ Tn} - m$$

ENCONTRANDO "d"

$$d = 12 - \left(2 + \frac{1.27}{2}\right) = 9.748 \text{ cm}$$

ÁREA DE ACERO POR TANTEO

$$As = \frac{Mu}{\phi Fy \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = \frac{AsxFy}{0.85xf'c \times b}$$

Donde.

Mu = Momento de diseño, calculado por carga muerta y sismo.

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.90

fy = Esfuerzo de fluencia a usar.

d = Peralte efectivo. (La distancia "d" de la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tracción del refuerzo se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones; la Norma permite usar un valor aproximado de "d" igual 0.8 Lm)

a = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto.

As = Área de acero por flexión.

f'c = Resistencia del concreto a la compresión.

b = Espesor de la sección.

Para el primer tanteo se tomó a= 2 cm

$$As = 1.08 \text{ cm}^2 \quad a = 0.339 \text{ cm}$$

$$As = 0.987 \text{ cm}^2 \quad a = 0.309 \text{ cm}$$

$$\mathbf{As = 0.985 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{a = 0.309 \text{ cm}}$$

$$As = \mathbf{0.985 \text{ cm}^2}$$

$$As_{min} = 0.0018xbxd = 1.579 \text{ cm}^2$$

Como $As < As_{min}$; Entonces se trabajará con $As_{min} = 1.579 \text{ cm}^2$

CÁLCULO DE CANTIDAD DE BARRAS.

Se usarán un acero de 8mm que tienen un área de 0.503 cm^2 .

$$n = \frac{As}{A\emptyset}$$

Donde:

As= Área de acero calculada.

$A\emptyset$ = Área de acero a usar 8mm

$$n = \frac{1.579}{0.503} = 3.12 = 4 \text{ barras}$$

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO.

$$S = \frac{b - (2r + A\emptyset)}{(n - 1)}$$

Donde:

S= Separación de las barras

b = Longitud la sección en cm^2

r = recubrimiento

$A\emptyset$ = Área de acero a usar 8mm

n = Numero de barras

$$S = \frac{90 - (2x2 + 0.503)}{(4 - 1)} = 28.5 \text{ Mcm}$$

REFUERZO TRASVERSAL POR TEMPERATURA (PARA UN m²)

$$A_{st} = 0.0018xbxt = 2.16cm^2$$

$$\phi 8mm = \frac{0.503}{2.16} = 0.24cm \quad \underline{\underline{USAR \phi 8mm @ 0.25cm}}$$

para los 2 y 3 se usan la misma cantidad calculada en el tramo 1 ya que toda la escalera tiene los mismos datos, en el tramo 2 , 3 cambia la As, pero es menor que la Asmin; por lo tanto As=1.579 y una Ast=2.16, dando como resultado ya conocidos es el tramo uno, por lo tanto las dos escaleras del primer y segundo nivel llevaran las siguientes cantidades de acero:

TRAMO 01	TRAMO 02	TRAMO 03
AS= <u>4 $\phi 8mm @ 0.285cm$</u> y en la temperatura <u>USAR $\phi 8mm @ 0.25cm$.</u>	AS= <u>4 $\phi 8mm @ 0.285cm$</u> y en la temperatura <u>USAR $\phi 8mm @ 0.25cm$.</u>	AS= <u>4 $\phi 8mm @ 0.285cm$</u> y en la temperatura <u>USAR $\phi 8mm @ 0.25cm$.</u>

3.4. Análisis de costos unitarios para concreto reciclado y concreto patrón.

TABLA N°48. Análisis de costos unitarios para concreto patrón.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS DE CONCRETO PATRÓN								
PROYECTO :	TESIS: "Influencia Del Concreto Reciclado En El Comportamiento Estructural De Un Modelo De Vivienda Económica Con Muros De Ductilidad Limitada. - Nuevo Chimbote, 2017"							
UBICACIÓN:	Chimbote, Santa, Ancash							
PARTIDA :	Concreto 175kg/cm2.							
ESPECIFICACIONES:	Preparado con mezcladora 9-11p3, vibrador a gasolina de 2.0" 4HP, winche eléctrico. Cap. 0.15m3/balde y 4,8HP							
CUADRILLA:	2.000	operario	3.000	operador de equi. Liviano	2.000	oficial	10.000	peón
RENDIMIENTO:	preparación y vaciado		10.000	m3/dia	Curado	20.000	m3/dia	
FECHA :			UNIDAD:	m3	COSTO UNITARIO:		523.360	soles
<i>HRAS DE TRABAJO:</i>	8.000	H						
DESCRIPCION	UND	CUAD.	CANT.	P.U	P.P	P.T	%	I.U
MANO DE OBRA								
Operario	hh	2.000	1.600	20.870	33.392			47.000
Oficial	hh	2.000	1.600	17.130	27.408			
Peón	hh	10.000	8.400	15.440	129.696			
Operador equi. Liviano	hh	3.000	2.400	20.870	50.088			
costo de mano de obra							240.584	42.570
MATERIALES								
Cemento portland tipo I	bls		8.540	23.300	198.980			21.000
Arena gruesa	m3		0.418	30.000	12.540			4.000
Piedra chancada 1/2"	m3		0.624	90.000	56.160			5.000
Agua	m3		0.221	10.000	2.210			30.000
Costo de Materiales							269.890	51.570
MAQUINARIA, EQUIPO Y/O HERRAMIENTAS								
Herramientas manuales 3%	%MO		3.000	240.584	7.217			37.000
Mezcladora 9-11 p3	HM	1.000	0.800	20.000	16.000			48.000
vibrador gasolina 2,0" 4HP	HM	1.000	0.800	10.000	8.000			49.000
costo de Maquinaria y/o Equipo							31.217	5.860
						TOTAL	541.691	100.000

Fuente: Elaboración propia, 2017.

TABLA N°49. Análisis de costos unitario para obtener un metro cubico de concreto reciclado.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS								
PROYECTO :	TESIS: "Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada - Nuevo Chimbote, 2017"							
UBICACIÓN:	Nuevo Chimbote, Santa, Ancash							
PARTIDA :	Chancado de concreto reciclado							
ESPECIFICACIONES:	Manual con comba							
CUADRILLA:	1.000	peón						
RENDIMIENTO:	3.500	m3/día						
FECHA :	14/10/2017		UNIDAD:	m3	COSTO UNITARIO:		36.330	Soles
HRAS DE TRABAJO:	8.000	H						
DESCRIPCION	UND	CUAD.	CANT.	P.U	P.P	P.T	%	I.U
MANO DE OBRA								
Operario								47.000
Oficial								
Peon	hh	1.000	2.290	15.400	34.580			
						35.270	97.080	
MAQUINARIA, EQUIPO Y/O HERRAMIENTAS								
Herramientas manuales 3%	%MO		3.000	35.270	1.060			
			costo de Maquinaria y/o Equipo			1.060	2.920	37.000
					TOTAL	36.330	100.000	

Fuente: Elaboración propia, 2017.

TABLA N°50. Análisis de costos unitario para obtener un metro cubico de concreto reciclado.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS DE CONCRETO CON AGREGADO RECICLADO 40%								
PROYECTO :	TESIS: "Influencia Del Concreto Reciclado En El Comportamiento Estructural De Un Modelo De Vivienda Económica Con Muros De Ductilidad Limitada. - Nuevo Chimbote, 2017"							
UBICACIÓN:	Chimbote, Santa, Ancash							
PARTIDA :	Concreto 175kg/cm2.							
ESPECIFICACIONES:	Preparado con mezcladora 9-11p3, vibrador a gasolina de 2.0" 4HP, winche eléctrico. Cap. 0.15m3/balde y 4,8HP							
CUADRILLA:	2.000	operario	3.000	operador de equi. Liviano	2.000	oficial	10.000	peón
RENDIMIENTO:	preparación y vaciado		10.000	m3/día	Curado	20.000	m3/día	
FECHA :			UNIDAD:	m3	COSTO UNITARIO:		509.640	soles
HRAS DE TRABAJO:	8.000	H						
DESCRIPCION	UND	CUAD.	CANT.	P.U	P.P	P.T	%	I.U
MANO DE OBRA								
Operario	hh	2.000	1.600	20.87	33.392			47.000
Oficial	hh	2.000	1.600	17.13	27.408			
Peón	hh	10.000	8.400	15.40	129.696			
Operador equi. Liviano	hh	3.000	2.400	20.87	50.088			
				costo de mano de obra		240.584	43.720	
MATERIALES								
Cemento portland tipo I	bls		8.540	23.300	198.980			21.000
Arena gruesa	m3		0.418	30.000	12.540			4.000
Agregado reciclado 1/2"	m3		0.250	36.330	9.083			
Agregado natural 1/2"	m3		0.374	90.000	33.700			5.000
Agua	m3		0.221	10.000	2.210			30.000
				Costo de Materiales		256.513	50.260	
MAQUINARIA, EQUIPO Y/O HERRAMIENTAS								
Herramientas manuales 3%	%MO		3.000	240.584	7.217			37.000
Mezcladora 9-11 p3	HM	1.000	0.800	20.000	16.000			48.000
vidrador gasolina2,0" 4HP	HM	1.000	0.800	10.000	8.000			49.000
				costo de Maquinaria y/o Equipo		31.217	6.020	
				TOTAL		528.314	100.000	

Fuente: Elaboración propia, 2017.

En las tablas N°48 y 50 podemos observar las diferencias de precios para 1m3 de concreto, el concreto con agregado reciclado cuesta un 0.0253% menos que un concreto convencional, esta diferencia dependerá del porcentaje de sustitución, como se puede observar en le Tabla N°49 el precio de 1 m3 es casi la mitad de lo que costaría un agregado natural, con el 40% de sustitución la diferencia de precios no varía mucho, pero se verá reflejado en el aspecto ambiental.

IV. DISCUSIÓN

A continuación, se dará a conocer la discusión de esta investigación que parte desde la preocupación por encontrar nuevos sistemas estructurales con concreto reciclado que brinden seguridad ante un evento sísmico, que cuente con todos los servicios básicos para mejorar la vida de la población Neo Chimbotana y sobre todo que sea accesible económicamente hablando, ya que va dirigido a la población de bajos recursos económicos.

Del primer resultado se obtuvo un diseño de mezcla patrón $f'c=175\text{kg/cm}^2$, para posteriormente ir sustituyendo el agregado de concreto reciclado en porcentajes del 20%, 40%, 60%, 80%, las sustituciones del 20% y 40 % no afecta la trabajabilidad ni requiere un adicional de agua, lo que reafirma Sánchez, (2016), infiere que la relación agua/ cemento será la misma para sustituciones menor al 50%. Para las mezclas del 60 y 80% de sustitución se observó problemas en la trabajabilidad por falta de agua, entonces se tuvo que adicionar un 8.06% para el 60% de sustitución y para el 80% un 9.46% más de agua lo expuesto es revalidado por Contreras (2012), afirma que la absorción en los agregados reciclados es de 3,3% hasta un 13% más que el agregado en otras palabras a mayor porcentaje de sustitución mayor cantidad de agua esto se debe al mortero adherido que traen consigo los agregados de concreto reciclado. Por otro lado, el agregado de concreto reciclado tiene un peso seco compactado de 1370.60kg/m^3 y peso seco suelto de 1160.50kg/m^3 mientras que el agregado natural peso seco compactado de 1601.70kg/m^3 y peso seco suelto de 1409.4kg/m^3 como se puede observar en la tabla N°01 estos resultados corroboran con Jordán y Viera (2014) donde señalan que los agregados reciclado tienen un menor peso unitario del 5% menor que el agregado natural.

En el segundo resultado de los ensayos mecánicos a la compresión, flexión, tracción indirecta de las probetas y vigas se realizó 3 muestras por cada ensayo y por cada porcentaje de sustitución del 20%, 40%. 60% y 80% , ensayando cada uno de las probetas y vigas el concreto patrón llegó a una resistencia a la compresión promedio de $f'c=180.4\text{kg/cm}^2$; (tabla N°14) concluyendo que los porcentajes que tienen un comportamiento mecánico similar al del patrón son las del 20% con una resistencia a la compresión de promedio de 176.65kg/cm^2 (tabla N°10) y 40% una resistencia a la compresión del 176.19kg/cm^2 (tabla N°11) estos

resultados concuerdan con Sánchez Vergel (2016), que determino al remplazar el 40% del agregado grueso reciclado por el natural no se presenta cambios comparado con un concreto patrón su comportamiento mecánico es similar, mientras que la de concreto con 20% de remplazo fue un poco superior frente al 40%. por consecuencia el 60% tiene una resistencia a la compresión promedio de $f'c = 161.68 \text{ kg/cm}^2$ (tabla N°12) y el 80% tienes una resistencia promedio del 146.07 kg/cm^2 (tabla N°13) estas resistencias son bajas porque tienen un elevado porcentaje de sustitución lo que reafirma Condori Huanca (2014) que a mayor cantidad de agregado reciclado por naturales disminuye la resistencia aproximado del 6% frente a un concreto patrón. Para el ensayo a flexión se obtuvo una resistencia para el concreto patrón de 41.6 kg/cm^2 , para el 20% de sustitución 35.38 kg/cm^2 (tabla N°16), para el 40% 32.74 kg/cm^2 (tabla N°17), estos resultados no tienes mucha variación frente al concreto patrón lo que revalida lo manifestado por, Etxeberria (2013), quien realizo ensayos de doce vigas obteniendo resultados positivos para las sustituciones del 25% y 50% donde indican diferencias pequeñas frente al concreto convencional. En concretos con altos porcentajes de sustitución se obtiene una resistencia a la flexión menor como se pudo corroborar en esta investigación que para el 60% de sustitución de obtuvo una resistencia a la flexión de 29.39 kg/cm^2 (tabla N°18) y para el 80% 27.34 kg/cm^2 (tabla N°19). Para el ensayo a la tracción indirecta se obtuvo una resistencia concreto patrón de 16.66 kg/cm^2 , para el 20% de sustitución 16.09 kg/cm^2 (tabla N°22), para el 40% 15.1 kg/cm^2 (tabla N°23), estos resultados no tienes mucha variación frente al concreto patrón lo que revalida lo manifestado por, Arriaga (2013), quien dice que, si la sustitución es inferior al 50% las variaciones de la resistencia a la tracción indirecta pasan a ser inapreciables, mientras que para sustituciones mayores del 50% la perdida de resistencia a la tracción indirecta oscilan entre el 6-20% estos resultados son reafirmados por esta investigación para el 60% de sustitución de tiene una variación del 18.1% (tabla N°24) menos que el concreto patrón; pero para el 80% (Tabla N°25) se tiene una disminución de sus resistencia a la tracción indirecta del 40% lo cual discrepo con Arriaga(2013) quien dice que la resistencia se reduciría en un 30%.

En el tercer resultado en el modelamiento en el programa Etabs nos da un peso total de 291.56 Tn, la su estructuración conformada por una losa maciza de 0.12m y de muros 0.10 que es el espesor mínimo según la norma E 060, para el modelamiento se tomó tal como en los planos de arquitectura, los muros de modelaron como SHELL divididos en 5x5 para lograr una mejor distribución de los esfuerzos, la losa maciza una membrada de 0.12m. En la tabla N°30 podemos observar las masas participativas que llegaron al 100%, se usó 12 modos de vibración para un mejor análisis, por otro lado la Norma E 030 establece que los modos de vibración mínimos son 3 por piso los cuales tienen que llegar más del 90% de masa participativa, en la (Tabla N°31) se observa que la cortante estática tiene valores de $V_x = 90.721$ y $V_y = 90.721$, la cortante Dinámica tiene valores de $V_x = 80.594$ y $V_y = 83.048$ el factor de la cortante estática entre la dinámica tiene que ser el 90% mínimo en V_y cumplió pero en V_x no, por consiguiente la Norma E 030 en el ítem 4.6.4 nos permite escalar para cumplir con el 90% de cortante basal tanto en V_x y V_y el factor de escala igual a 1.013 con este factor se escaló y cumplió con lo establecido en dicha norma. Para el control de derivas máximas en cada dirección analizada, estuvieron en función al sistema estructural de muros de ductilidad limitada no deberá superar a 0.0005, que establece la norma peruana E030, se cumplió con lo establecido en dicha norma y se puede observar en la (tabla N°33). Las derivas reales es el cociente de la multiplicación de los desplazamientos elásticos obtenidos por el programa ETABS y al multiplicar por $\frac{3}{4}$ de R, entre las alturas de piso, obteniendo una deriva inelástica en X-X en el segundo piso de 0.000328 y primer piso de 0.000418 y en el eje Y-Y en el segundo piso 0.000146 y primer piso 0.000053 como se aprecia el material predominante es el concreto armado y las derivas son mínimas esto se debe a que la rigidez del concreto y las derivas son menores a los establecidos en la norma E 030 por lo tanto si cumple. Para pasar al diseño estructural, con la ayuda del programa ETABS se calcularon las cortantes, momentos y cargas axiales últimas, para el caso del sistema el sistema de Muros de Ductilidad limitada en la (Tabla N°36) podemos apreciar que para el muro 7X la cortante última de diseño es de 32.5 Ton, el momento último de diseño es de 54.35 Ton y la carga última de servicio es de 35.87 Ton., con estos valores se diseñaron el acero de refuerzo que debe colocarse en dicho muro, las fórmulas para calcular el área de acero se encuentran establecidas

en la norma E 060, las cuales fueron usadas para el diseño tanto de muros como de losa maciza, escalera y platea de cimentación.

Para el cuarto resultado el análisis económico del concreto patrón tiene un costo por m³ de 541.691 soles (Tabla N°48), mientras que para el concreto con 40% de sustitución de agregado reciclado un costo por m³ de 528.314 (Tabla N°50) dando un costo menor del 0.0253 % frente al concreto patrón, lo que reafirma (Bedoya,2003), quien dice que la variación de un precio del uno con el otro será mínima, esto depende de la cantidad de agregado que será sustituido a mas sustitución se podrá obtener un ahorro de al el 7%.

V. CONCLUSIONES.

1. La influencia del concreto reciclado, en el diseño de una vivienda económica con muros de ductilidad limitada, a pesar de tener un módulo de elasticidad de 194218.569kg/cm^2 y un peso específico de 2261.83kg/m^3 influyo positivamente, cumpliendo con los requerimientos de las normas E-030, E-060, E-020 y la E-050.
2. Para el diseño de mezcla con agregados reciclados se tomó como base un diseño de mezcla patrón $f'c$ 175kg/cm^2 y en la parte del agregado grueso se sustituye los agregados naturales por reciclados en el 20%, 40%, 60% y 80%. del diseño de mezcla patrón se obtuvo, 8.54 bolsas de cemento, 730.88kg de Agregado fino (Arena gruesa), 946.97kg de agregado grueso (piedra chancada de $\frac{1}{2}$ ") y 214 litros de agua.
3. De los ensayos realizados a compresión, flexión, tracción de cada uno de las probetas y vigas del concreto patrón y 20%, 40%,60% y 80%. Para el ensayo a la compresión el concreto patrón obtuvo una resistencia de 180.04kg/cm^2 , mientras que el 20% una resistencia de 176.65kg/cm^2 , el 40% una resistencia de 176.19kg/cm^2 , el 60% una resistencia de 161.68kg/cm^2 y el concreto con 80% de sustitución una resistencia a la compresión de 146.07kg/cm^2 . Para el ensayo a la Flexión el concreto patrón obtuvo una resistencia de 41.6kg/cm^2 , mientras que el 20% una resistencia de 35.38kg/cm^2 , el 40% una resistencia de 32.74kg/cm^2 , el 60% una resistencia de 29.39kg/cm^2 y el concreto con 80% de sustitución una resistencia a la flexión de 27.34kg/cm^2 . Para el ensayo a la tracción, el concreto patrón obtuvo una resistencia de 16.66Kg/cm^2 , mientras que el 20% una resistencia de 16.09Kg/cm^2 , el 40% una resistencia de 15.1Kg/cm^2 , el 60% una resistencia de 14.11Kg/cm^2 y el concreto con 80% de sustitución una resistencia a la flexión de 12.66Kg/cm^2 .
Según los resultados los concreto con el 20% y 40% de sustitución presentan propiedades mecánicas similares a la del concreto patrón, es así que se eligió trabajar para el diseño estructural con el 40% de sustitución con un peso específico de 2261.83kg/m^3 y un módulo de elasticidad de 194218.569kg/cm^2

4. Se realizó los planos de Arquitectura, Estructuras, Instalaciones eléctrica e instalaciones Sanitarias los cuales se pueden observar en anexos N° 16 al anexo N°19.
5. Del predimensionamiento se obtuvo un espesor de 0.10m que la norma E-060 establece como mínimo para muros de ductilidad limitada, una losa de $H=0.12\text{m}$ en ambos pisos, una platea de cimentación de $H=0.12$ la cual está conformada por vigas de cimentación de 0.45×0.25 debajo de los muros.

La estructura tiene una adecuada rigidez lateral, lo cual se comprueba con los resultados de los desplazamientos de inelásticos de entrepiso. Del análisis realizado, se obtuvo una deriva máxima de 3.28% en la dirección X-X y una deriva máxima de 0.163% en la dirección Y-Y. El valor máximo admisible en la norma E.030 para muros de ductilidad limitada es 5% ; por lo tanto, se cumple con lo requerido en dicha norma.

Se amplificaron las cargas sísmicas obtenidas del análisis dinámico para cumplir con el requerimiento de la norma E.030 que establece que la fuerza cortante en la base debe ser por lo menos el 90% de la calculada en el análisis estático. Para la dirección X-X obtuvo factores de 1.013 y para la dirección Y-Y no fue necesario escalar ya que cumplía con el 90% que dice la Norma E.030.

La Norma E-030 establece que Los modos de vibración podrán ser mínimo 3 modos por piso, en este caso usamos doce modos para un mejor análisis, también establece que la masa participativa tiene que ser por lo menos un 90% , en el análisis la masa participativa llegó al 100% lo cual es lo ideal y está correcto.

6. El análisis de costo unitario del concreto usado en la investigación con el 40% es un 0.0253% más económico que un concreto convencional, La diferencia económica no es mucha, pero se contribuirá grandemente con el medio Ambiente creando viviendas de calidad para las personas de bajos recursos.

VI. RECOMENDACIONES.

- Se recomienda a ingenieros o estudiantes de Ingeniería civil que el concreto con agregado reciclado del 60 % y 80% se sustitución puede emplearse en obras de concreto simple, el 20% y 40% son más favorables para trabajar con elementos estructurales de viviendas no mayores a dos pisos.

- Se recomienda al Alcalde de la municipalidad Distrital de Nuevo Chimbote adquirir una trituradora para concreto reciclado e impulsar la utilización del mismo, para reducir la contaminación de nuestro ecosistema.

- Se recomienda a ingenieros o estudiantes de Ingeniería Civil realizar el estudio de suelo correspondientes para determinar la capacidad portante y el módulo de balasto del sitio a cimentar.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- ALFARO, Medina. Arrojo de desechos de construcción a ríos es la principal causa de desbordes. PE. 16 de abril del 2017. [Fecha de consulta: 10 de junio de 2017]. Disponible en:<http://www.entornointeligente.com/articulo/9874747/PERU-Arrojo-de-desechos-de-construccion-a-rios-es-la-principal-causa-de-desbordes-16042017>
- Ancash: 2,698 viviendas se destruyeron por “niño costero” [en línea]. Primera pagina Peru. PE. 25 de marzo del 2017. [Fecha de consulta: 20 de mayo de 2017]. Disponible en:<http://www.primerapaginaperu.com/portada/ancash-2698-viviendas-se-destruyeron-por-nino-costero/8373>
- ARRIAGA Tafhurt, Libardo. Utilización del agregado grueso de concreto reciclado en elementos estructurales de concreto reforzado. Tesis (Título Profesional de Ingeniero Civil). Bogotá: Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito, 2013. 274pp.
- ASECIO Sangay, Armando. Efecto de los agregados de concreto reciclado en la resistencia a la compresión sobre el concreto $f' c=210 \text{ kg/cm}^2$. (Título profesional de ingeniero civil). Cajamarca: Universidad nacional de Cajamarca, 2014. 174pp.
- BLANCO Blasco, Antonio. Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. 1ra. Edición. Lima: Imprenta PRINCELINNESS, 1994 Pp.300.
- BEDOYA Montoya, Carlos. El concreto reciclado con escombros como generador de hábitats urbanos sostenibles. Tesis (Título profesional de Arquitectura). Colombia. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, 2003. 98pp.

- BOJACÁ Castañeda, Néstor. Propiedades mecánicas y de durabilidad de concretos con agregado reciclado. (Título de magister en ingeniería civil con énfasis en estructuras). Bogotá: Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito, 2013. 119pp.
- BOZO Bobadilla, Nelson Ricardo. Estado del arte del aprovechamiento del concreto reciclado. Tesis (Título profesional de ingeniero ambiental). Bogota: Universidad de los Andes, 2012. 251pp.
- CABALLERO, Armando. Invasiones en Nuevo Chimbote ya llegan al peaje de Besique y las autoridades no se pronuncian [en línea]. Chimbote en línea. PE. 25 de abril del 2016. [Fecha de consulta: 18 de mayo de 2017]. Disponible en: <http://www.chimbotenlinea.com/nuevo-chimbote/25/04/2016/invasiones-en-nuevo-chimbote-ya-llegan-al-peaje-de-besique-y-las>
- CHASI Benavides, Lucas. Análisis comparativo de un sistema aporcado y un sistema de muros de ductilidad limitada y su incidencia en el consto beneficio. Tesis (Título Profesional de Ingeniero civil). Ecuador: Universidad técnica de Ambato, 2016. 246pp.
- CONDORI HUANCA, YURI. Reutilización de agregados en la producción del concreto para edificaciones en la ciudad de Juliaca. Tesis (Título profesional de ingeniero civil). Juliaca: Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez ,2015.175pp.
- CONTRERAS Lojano, Carlos. Concreto con áridos reciclados: Adaptación de esta tecnología, alcanzando por lo menos 210kg/cm² de resistencia a la compresión. Tesis (Titulo de Magister en construcciones). Ecuador: Universidad de cuenca, 2012. 156pp.

- CRUZ, Jorge y VELÁZQUEZ, Ramón. Concreto Reciclado. Tesis (Título profesional de ingeniero civil). México: Instituto politécnico Nacional,2004.110pp.

- DELGADO, Raúl y RODRÍGUEZ, Catalina. Edificios peruanos con muros de ductilidad limitada. Tesis (Título Profesional de Ingeniero civil). Lima: Pontificia universidad católica del Perú, 2006. 221pp.

- GONZALES Fernandez, Herbert. Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de hormigón aplicación a la Zonas de alta sismicidad de Perú. Tesis (Titulo de Doctorado en ingeniería sísmica). Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya,2010. 277pp.

- HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, María del Pilar. Metodología de investigación [en línea]. 5ta ed. México: McGraw-Hill/ Internacional editores, S.A, 2010[fecha de consulta: 20 de junio de 2017]. Disponible en : https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf ISB: 978-607-15-0291-9

- JAVIER Zega, Claudio. Hormigones reciclados: Caracterización de los agregados gruesos reciclados. Tesis (título de Magister en ingeniería civil). Argentina: Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aire,2008. 135pp.

- JORDAN, José y VIERA, Neiser. Estudio de la resistencia del concreto, utilizando como agregado el concreto reciclado de obra. Tesis (Título profesional de ingeniero civil). Nuevo Chimbote: Universidad Nacional del Santa, 2014. 271pp.

- LAVERDE Laverde, Jorge. Propiedades mecánicas, eléctricas y de durabilidad de concreto con agregados reciclados. Tesis. (Título de magister en ingeniería civil con énfasis en estructuras). Bogotá: Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito, 2014. 172pp.
- Los escombros: la gestión de residuos sólidos y desmonte de construcción en el mundo [Mensaje en un blog]. España: Barrientos,F.,(12 de mayo de 2016). [Fecha de consulta: 18 de abril del 2017]. Recuperado de <http://blog.cartif.com/los-escombros-la-gestion-de-rcds-en-el-mundo/>
- LUDEÑA, Wiley. En el Perú faltan 1,8 millones de viviendas [en línea]. El comercio. PE. 04 de marzo del 2016. [Fecha de consulta: 20 de mayo de 2017]. Disponible en: <http://elcomercio.pe/lima/peru-faltan-1-8-millones-viviendas-165624>.
- MARROQUÍN Muñoz, Ernesto. Reciclaje de desechos de concreto y verificación de las características físicas y propiedades mecánicas. Tesis (Título profesional de ingeniero civil). Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, 2012. 131pp.
- MIRANDA Api, Mauricio. Diseño Estructural y Análisis Económico Comparativo entre una vivienda patrón de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en el A.H Nuevo Horizonte, Nuevo Chimbote – 2015. Tesis (Título Profesional de Ingeniero civil). Nuevo Chimbote: Universidad César Vallejo, 2015. 378pp.
- Ministerio de Vivienda (Perú). NTP E-020: Cargas. Lima: Diario Oficial El Peruano, 23 de mayo del 2006, 32 p.
- Ministerio de Vivienda (Perú). NTP E-030: Diseño Sismorresistente. Lima: Diario Oficial El Peruano, 24 enero del 2016, 32 p.

- Ministerio de Vivienda (Perú). NTP E-060: Concreto Armado. Lima: Diario Oficial El Peruano, 08 de mayo del 2009, 55 p.
- Ministerio de vivienda(Perú). Reglamento para la gestión y manejo de los residuos de las actividades de la construcción y demolición. Lima: Diario Oficial El Peruano, 08 de febrero del 2013, 5 p.
- MORALES Morales, Roberto. Diseño de concreto armado.3ra Edición. Lima: Fondo Editorial ICG, 2006. Pp.228.
- QUIROZ Villavicencio, Cesar. Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con plateas de cimentación en la ciudad de Juliaca. Tesis (Título Profesional de Ingeniero civil). Juliaca: Universidad andina: Néstor Cáceres Velásquez, 2016. 192pp.
- RODRÍGUEZ Núñez, Miguel. Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8cm de espesor. Tesis (Título Profesional de Ingeniero civil). Lima: Pontificia universidad católica del Peru,2011. 101pp.
- ROMAN, Batista. Techo se suma a casa ya, movimiento que lucha por el derecho a la vivienda adecuada en República Dominicana. RD. 06 de octubre del 2015. [Fecha de consulta: 10 de junio de 2017].Disponible en:<http://www.techo.org/paises/republicadominicana/informate/techo-apoya-a-casa-ya-movimiento-que-trabaja-para-que-se-cumpla-derecho-a-la-vivienda-adecuada-en-rd/>
- SAN BARTOLOMÉ, Ángel. Construcciones de Albañilería –Comportamiento Sísmico y Estructural-. 1ra Edición. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 1994. Pp.246.
ISBN: 84-8390-965-0

- SÁNCHEZ Vergel, Ismael. Propiedades mecánicas y durabilidad de concretos haciendo uso de agregados reciclados en construcción de viviendas en el municipio de Ocaña norte de Santander. (Título profesional de ingeniero civil). Colombia: Universidad Francisco de Paula Santander, 2016.101pp.
- SANTOYO Curi, Julio Cesar. Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda en la ciudad de Ircay. Tesis (Título Profesional de Ingeniero civil). Huancavelica: Universidad nacional de Huancavelica, 2015. 109pp
- VANEGAS, Juliana y ROBLES, Juan Pablo. Estudio experimental de las propiedades mecánicas del concreto reciclado para su uso en edificaciones convencionales. Tesis (Título profesional de ingeniero civil). Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana, 2008. 135pp.
- VARGAS, Zoila. La investigación aplicada: una forma de conocer las realidades con evidencia científica. Revista educación. Costa Rica, 33(1): 155 – 165, 2009.
- ZABALETA, Carlos. Anchas: ubican botadero controlado para basura domiciliaria y desmonte [en línea]. Rpp noticias. PE. 13 de marzo de 2012. [Fecha de consulta: 20 de mayo de 2017].Disponible en: <http://rpp.pe/peru/actualidad/ancash-ubican-botadero-controlado-para-basura-domiciliaria-y-desmonte-noticia-539859>

ANEXOS

ANEXO 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

“Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada. - Nuevo Chimbote, 2017”

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

“En Áncash 2,698 viviendas se destruyeron por “Niño Costero “en toda la región hay 968 viviendas colapsadas, es decir que fueron seriamente dañadas por los fenómenos naturales. También hay 2,698 viviendas que han resultado inhabitables y que será necesario reconstruir. Finalmente, se informa de 3,302 viviendas fueron afectadas en su infraestructura como rajaduras, caídas de techos e inundaciones, entre otras” (Primera Fila, 2017)

“En los últimos meses han aparecido cuatro invasiones, están ocupando más de las 308 hectáreas del proyecto especial CHINECAS, incluso hay una invasión a 400 metros del peaje y otra frente a la vía de acceso al Campamento Atahualpa”, en las nuevas invasiones han cercado terrenos de 500 y 1,000 metros cuadrados” (Caballero,2016).

VARIABLES	INDICADORES	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	JUSTIFICACIÓN
Concreto reciclado	<ul style="list-style-type: none"> – % de sustitución de agregado reciclado – Resistencia a la compresión. – Resistencia a la Flexión. – Resistencia a la tracción 	<p>¿Cuál es la influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada - Nuevo Chimbote, 2017?</p>	<p>GENERAL: Determinar la influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada - Nuevo Chimbote, 2017</p> <p>ESPECÍFICOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Realizar el diseño de mezcla $F'c=175\text{kg/cm}^2$ con concreto reciclado en sustitución del 20%, 40%, 60% y 80% de agregado reciclado. – Ensayar las propiedades mecánicas a la compresión, tracción y flexión del concreto reciclado. – Diseñar un modelo de vivienda económica con planos de arquitectura, estructuras, instalaciones sanitarias e instalaciones eléctricas. – Evaluar el comportamiento estructural mediante el empleo de programas computacionales ETABS del modelo con sistema estructural de muros de ductilidad limitada para y concreto reciclado. – Realizar el análisis de costos unitarios para concreto reciclado y concreto patrón. 	<p>El concreto reciclado influirá positivamente en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada, brindando una mejor calidad de vida a los habitantes de Nuevo Chimbote.</p>	<p>La presente investigación obtendrá como resultados datos valiosos de cómo se comporta una estructura con muros de ductilidad limitada con concreto reciclado, así todas las personas interesadas en proyectar o construir una vivienda económica tengas lo datos necesarios para poder ejecutarlas, así mismo el estudio será de mucha valía para instituciones gubernamentales (Ministerio de vivienda, gobiernos regionales y Municipios) y no gubernamentales(ONG'S).</p> <p>Esta tesis se justifica en a base la necesidad de encontrar alternativas estructurales seguras y económica de viviendas para personas con bajos recursos encomios que no tienes un lugar digno donde vivir.</p>
Comportamiento estructural	<ul style="list-style-type: none"> – Estructuras. – Arquitectura – Instalaciones sanitarias – Instalaciones eléctricas – Modelamiento – Derivas – Deformaciones elásticas – Análisis de precio unitario del concreto patrón(1m3) – Análisis de precio unitario del concreto con 40% de sustitución. 				

ANEXO 02: INSTRUMENTO – PROTOCOLOS.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

DISEÑO DE MEZCLA

(MÉTODO ACI COMITÉ 211)

TESIS :

TESISTA :

ASUNTO : DISEÑO DE MEZCLA

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO.

DATOS : ARENA + PIEDRA

1.- Especificaciones

$f'c$: kg/cm^2

2.- Materiales

a.- Cemento Portland

Tipo :

P. Especifico :

b.- Agua

Tipo :

P. Especifico :

c.- Materiales

Cantera :

P. Especifico de la masa :

Peso Unitario Seco Suelto :

Peso Unitario Seco Compactado :

Contenido de humedad :

Absorcion :

Modulo de fineza :

Tamaño maximo nominal :

CUMBRE		DULONG	
ARENA		PIEDRA	
	gr/cm^3		gr/cm^3
	kg/m^3		kg/m^3
	kg/m^3		kg/m^3
	%		%
	%		%

CAMPUS CHIMBOTE

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

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



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



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

- 3.- Determinación de Resistencia Promedio : kg/cm²
- 4.- Tamaño Máximo Nominal (pulg.) :
- 5.- Selección del Asentamiento :
- 6.- Volumen Unitario de Agua : lt/m³
- 7.- Contenido de Aire : %
- 8.- Relación Agua - Cemento a/c :
- 9.- Factor Cemento : kg/m³ : bls/m³
- 10.- Contenido del Agregado Grueso : kg/m³
- 11.- Valores de Diseño Corregidos

Cemento	:	kg/m ³
Agua	:	lt/m ³
Agregado Fino Seco	:	kg/m ³
Agregado Grueso Seco	:	kg/m ³

12.- Proporción en Peso

Cemento	Arena	Piedra	lt/saco
---------	-------	--------	---------

13.- Proporción en Volumen (Pie³)

Cemento (BlS)	Arena (Pie ³)	Piedra (Pie ³)	lt/saco
------------------	------------------------------	-------------------------------	---------

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


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



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



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

14.- Proporción en Volumen (Latas)

Cemento
(Bls)

Arena
(Latas)

Piedra
(Latas)

lt/pie³

15.- Proporción en Volumen (Lampadas)

Cemento
(Bls)

Arena
(Lampadas)

Piedra
(Lampadas)

lt/pie³

MATERIALES PARA ELABORACION DE PROBETAS C° NORMAL

DIAMETRO (m)
ALTURA (m)

% DE DESPERDICIO
NUMERO DE PROBETAS

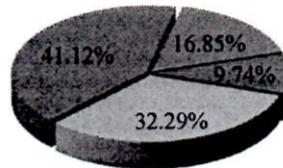
P.E. C° :

kg/m³

VOLUMEN:

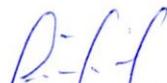
m³

Cemento :	Kg
Agua :	lt
Agregado Fino :	Kg
Agregado Grueso :	Kg



- Cemento
- Agua
- Agregado Fino
- Agregado Grueso

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


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



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



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS :

TESISTA :

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO .

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01					
2	PROBETA N° 02					
3	PROBETA N° 03					
4	PROBETA N° 04					

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo I debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 85%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



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



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGON

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78)

TESIS :

TESISTA :

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

LUGAR :

UNIDAD : TESTIGO CÚBICO DE CONCRETO

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01			
V-02			
V-03			
V-04			

$$R = \frac{3QxL}{2xbxh^2}$$

DONDE

R = módulo de rotura [Mpa]

Q = carga máxima registrada [N]

L = luz entre apoyos [cm]

b = ancho medio de la probeta [cm]

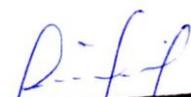
h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

CAMPUS CHIMBOTE

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


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



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



ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.084, ASTM C496)

TESIS :

TESISTA :

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Probeta

VIGA	LONGITUD (mm)	DIMENSION (mm)
V-01 P	300	150
V-02 P	300	150
V-03 P	300	150

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01 P			
V-02 P			
V-03 P			
V-03 P			

$$\sigma_{ct} = \frac{2F}{\pi x L x d}$$

DONDE

σ = Resistencia a tracción indirecta [Mpa]

F = carga máxima [N]

L = Longitud de la línea de contacto de la probeta [mm]

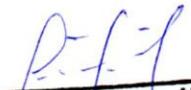
d = Dimensión de la sección transversal [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

CAMPUS CHIMBOTE

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


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



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

**ANEXO 03: DISEÑO DE
MEZCLA PARA
CONCRETO PATRÓN
F´C=175KG/CM2.**



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

DISEÑO DE MEZCLA

(MÉTODO ACI COMITÉ 211)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : DISEÑO DE MEZCLA

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO.

CONCRETO CON AIRE INCORPORADO

NO

1.- Especificaciones

$f'c$: **175** kg/cm²

2.- Materiales

a.- Cemento Portland

Tipo

I

P. Específico

3.12

b.- Agua

Tipo

P. Específico

c.- Materiales

Cantera

P. Específico de la masa

Peso Unitario Seco Suelto

Peso Unitario Seco Compactado

Contenido de humedad

Absorción

Modulo de fineza

Tamaño máximo nominal

CUMBRE
ARENA
2.700 gr/cm ³
1533.40 kg/m ³
1736.70 kg/m ³
0.63 %
1.63 %
2.42

SAN PEDRITO
PIEDRA
2.600 gr/cm ³
1409.40 kg/m ³
1601.70 kg/m ³
0.23 %
0.25 %
2.71
1/2"

3.- Determinación de Resistencia Promedio

245 kg/cm²

4.- Tamaño Máximo Nominal (pulg.)

1/2"

5.- Selección del Asentamiento

6" a 7"

6.- Volumen Unitario de Agua

228 lt/m³

7.- Contenido de Aire

2.5 %

8.- Relación Agua - Cemento a/c

0.628

9.- Factor Cemento

363.06 kg/m³ : 8.54 bls/m³

10.- Contenido del Agregado Grueso

941.80 kg/m³

CAMPUS CHIMBOTE

Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires

Av. Central Nuevo Chimbote

Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

11.- Valores de Diseño Corregidos

Cemento	:	363.06 kg/m ³
Agua	:	235.48 lt/m ³
Agregado Fino Seco	:	729.26 kg/m ³
Agregado Grueso Seco	:	943.97 kg/m ³

12.- Proporción en Peso

1	2.01	2.60	; 27.57 lt/saco
Cemento	Arena	Piedra	

13.- Proporción en Volumen (Pie³)

1	1.95	2.76	; 27.57 lt/saco
Cemento (Bls)	Arena (Pie ³)	Piedra (Pie ³)	

14.- Proporción en Volumen (Latas)

1	2.50	3.75	; 27.57 lt/pie³
Cemento (Bls)	Arena (Latas)	Piedra (Latas)	

15.- Proporción en Volumen (Lampadas)

1.00	13.00	19.00	; 27.57 lt/pie³
Cemento (Bls)	Arena (Lampadas)	Piedra (Lampadas)	

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

Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



ucv.edu.pe

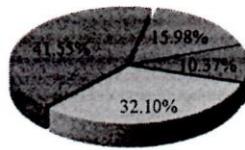


UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

MATERIALES PARA ELABORACION DE PROBETAS C° NORMAL

DIAMETRO (m)	0.15	% DE DESPERDICIO	20.0%
ALTURA (m)	0.30	NUMERO DE PROBETAS	4
P.E. C°:	2271.76	kg/m ³	VOLUMEN: 0.0055 m ³

Cemento : 9.6119 Kg
Agua : 6.2344 lt
Agregado Fino : 19.3071 Kg
Agregado Grueso : 24.9915 Kg



- Cemento
- Agua
- Agregado Fino
- Agregado Grueso

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

Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela De Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



**ANEXO 04: DISEÑO DE
MEZCLA PARA 100% DE
CONCRETO RECICLADO
F´C=175KG/CM2.**



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

DISEÑO DE MEZCLA

(MÉTODO ACI COMITÉ 211)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : DISEÑO DE MEZCLA

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO.

CONCRETO CON AIRE INCORPORADO

NO

1.- Especificaciones

$f'c$: **175** kg/cm²

2.- Materiales

a.- Cemento Portland

Tipo :

I

P. Especifico :

3.12

b.- Agua

Tipo :

P. Especifico :

c.- Materiales

Cantera :

P. Especifico de la masa :

Peso Unitario Seco Suelto :

Peso Unitario Seco Compactado :

Contenido de humedad :

Absorción :

Modulo de fineza :

Tamaño maximo nominal :

CUMBRE	
ARENA	
2.700	gr/cm ³
1533.40	kg/m ³
1736.70	kg/m ³
0.63	%
1.63	%
2.42	

RECICLADO	
2.750	gr/cm ³
1160.50	kg/m ³
1370.60	kg/m ³
3.21	%
3.71	%
2.71	
1/2"	

3.- Determinacion de Resistencia Promedio

245 kg/cm²

4.- Tamaño Maximo Nominal (pulg.)

1/2"

5.- Selección del Asentamiento

6" a 7"

6.- Volumen Unitario de Agua

228 lt/m³

7.- Contenido de Aire

2.5 %

8.- Relación Agua - Cemento a/c

0.628

9.- Factor Cemento

363.06 kg/m³ : 8.54 bls/m³

10.- Contenido del Agregado Grueso

805.91 kg/m³

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
 Director de la Escuela De Ingenieria Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

11.- Valores de Diseño Corregidos

Cemento	:	363.06 kg/m ³
Agua	:	241.20 lt/m ³
Agregado Fino Seco	:	917.20 kg/m ³
Agregado Grueso Seco	:	831.78 kg/m ³

12.- Proporción en Peso

1 Cemento	2.53 Arena	2.29 Piedra	; 28.24 lt/saco
---------------------	----------------------	-----------------------	------------------------

13.- Proporción en Volumen (Pie³)

1 Cemento (Bls)	2.46 Arena (Pie ³)	2.87 Piedra (Pie ³)	; 28.24 lt/saco
------------------------------	---	--	------------------------

14.- Proporción en Volumen (Latas)

1 Cemento (Bls)	3.25 Arena (Latas)	3.75 Piedra (Latas)	; 28.24 lt/pie³
------------------------------	---------------------------------	----------------------------------	-----------------------------------

15.- Proporción en Volumen (Lampadas)

1.00 Cemento (Bls)	16.00 Arena (Lampadas)	19.00 Piedra (Lampadas)	; 28.24 lt/pie³
---------------------------------	-------------------------------------	--------------------------------------	-----------------------------------

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

Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





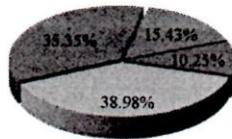
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

MATERIALES PARA ELABORACION DE PROBETAS C° NORMAL

DIAMETRO (m)	0.15	% DE DESPERDICIO	20.0%
ALTURA (m)	0.30	NUMERO DE PROBETAS	4

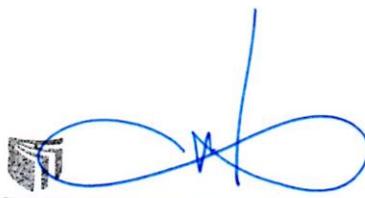
P.E. C° : 2353.24 kg/m³ VOLUMEN: 0.0055 m³

Cemento : 9.6119 Kg
Agua : 6.3858 It
Agregado Fino : 24.2828 Kg
Agregado Grueso : 22.0214 Kg



- Cemento
- Agua
- Agregado Fino
- Agregado Grueso

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


Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela De Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



ANEXO 05: ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO PATRON .

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	31150.00	176.72	176.27	180.03
2	PROBETA N° 02	28	30250.00	176.72	171.17	
3	PROBETA N° 03	28	34046.00	176.72	192.66	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo I debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 80%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela De Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



ucv.edu.pe

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO 20% .

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	29560.00	176.72	167.27	176.64
2	PROBETA N° 02	28	31450.00	176.72	177.97	
3	PROBETA N° 03	28	32640.00	176.72	184.70	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo I debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

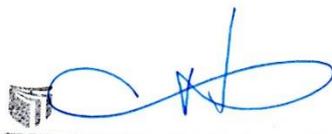
A los 14 días: 80%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villahueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO REICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO 40%.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	29159.00	176.72	165.00	176.18
2	PROBETA N° 02	28	32606.00	176.72	184.51	
3	PROBETA N° 03	28	31640.00	176.72	179.04	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo I debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 80%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela De Ingeniería Civil

Lenor Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO 60%.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	28634.00	176.72	162.03	161.67
2	PROBETA N° 02	28	27915.00	176.72	157.96	
3	PROBETA N° 03	28	29163.00	176.72	165.02	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo I debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 80%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO REICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO 80%.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	26579.00	176.72	150.40	146.07
2	PROBETA N° 02	28	25897.00	176.72	146.54	
3	PROBETA N° 03	28	24962.00	176.72	141.25	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo I debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%
A los 14 días: 80%
A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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

Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela De Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO

ANEXO 06: ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGON

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78)

- TESIS** : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"
- TESISTA** : LARA FERNANDEZ MANUEL
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CÚBICO DE CONCRETO 28 DÍAS PATRON.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (mm)	ANCHO (mm)	ALTO (mm)	LUZ ENTRE APOYOS (mm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	19132.7742	3.8266	4.0796
V-02	17544.0969	3.5088	
V-03	24516.6250	4.9033	

$$R = \frac{3QxL}{2xbxh^2}$$

DONDE

- R = módulo de rotura [Mpa]
 Q = carga máxima registrada [N]
 L = luz entre apoyos [mm]
 b = ancho medio de la probeta [mm]
 h = altura media de la probeta [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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

Mg. Victor Rolando Rojas Silva
 Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGON

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CÚBICO DE CONCRETO 28 DÍAS 20% RECICLADO.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (mm)	ANCHO (mm)	ALTO (mm)	LUZ ENTRE APOYOS (mm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	16573.2385	3.3146	3.4683
V-02	16867.4380	3.3735	
V-03	18583.6018	3.7167	

$$R = \frac{3QxL}{2xbxh^2}$$

DONDE

R = módulo de rotura [Mpa]

Q = carga máxima registrada [N]

L = luz entre apoyos [mm]

b = ancho medio de la probeta [mm]

h = altura media de la probeta [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGON

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78)

- TESIS** : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"
- TESISTA** : LARA FERNANDEZ MANUEL
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CÚBICO DE CONCRETO 28 DÍAS 40% RECICLADO.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (mm)	ANCHO (mm)	ALTO (mm)	LUZ ENTRE APOYOS (mm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	15671.0267	3.1342	3.2100
V-02	16563.4319	3.3127	
V-03	15916.1930	3.1832	

$$R = \frac{3QxL}{2xbxh^2}$$

DONDE

R = módulo de rotura [Mpa]

Q = carga máxima registrada [N]

L = luz entre apoyos [mm]

b = ancho medio de la probeta [mm]

h = altura media de la probeta [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGON

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CÚBICO DE CONCRETO 28 DÍAS 60% RECICLADO.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (mm)	ANCHO (mm)	ALTO (mm)	LUZ ENTRE APOYOS (mm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	14602.1019	2.9204	2.8812
V-02	14906.1080	2.9812	
V-03	13709.6967	2.7419	

$$R = \frac{3QxL}{2xbxh^2}$$

DONDE

R = módulo de rotura [Mpa]

Q = carga máxima registrada [N]

L = luz entre apoyos [mm]

b = ancho medio de la probeta [mm]

h = altura media de la probeta [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez

TÉCNICO DE LABORATORIO



ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGON

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78)

- TESIS** : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"
- TESISTA** : LARA FERNANDEZ MANUEL
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CÚBICO DE CONCRETO 28 DÍAS 80% RECICLADO.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (mm)	ANCHO (mm)	ALTO (mm)	LUZ ENTRE APOYOS (mm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	12258.3125	2.4517	2.6805
V-02	13631.2435	2.7262	
V-03	14317.7090	2.8635	

$$R = \frac{3QxL}{2bxh^2}$$

DONDE

R = módulo de rotura [Mpa]

Q = carga máxima registrada [N]

L = luz entre apoyos [mm]

b = ancho medio de la probeta [mm]

h = altura media de la probeta [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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

Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



ANEXO 07: ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA.

ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.084, ASTM C496)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO 28 DÍAS PATRON.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Probeta

VIGA	LONGITUD (mm)	DIMENSION (mm)
P-01 P	300	150
P-02 P	300	150
P-03 P	300	150

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
P-01 P	122877.3245	1.7384	1.6329
P-02 P	106794.4185	1.5108	
P-03 P	116601.0685	1.6496	

$$\sigma_{ct} = \frac{2F}{\pi x L x d}$$

DONDE

σ = Resistencia a tracción indirecta [Mpa]

F = carga máxima [N]

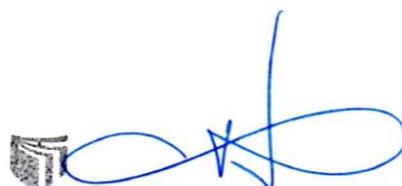
L = Longitud de la línea de contacto de la probeta [mm]

d = Dimensión de la sección transversal [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil



Lencer Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.084, ASTM C496)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO 28 DÍAS 20%.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Probeta

VIGA	LONGITUD (mm)	DIMENSION (mm)
P-01 P	300	150
P-02 P	300	150
P-03 P	300	150

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
P-01 P	100371.0628	1.4200	1.5774
P-02 P	117532.7003	1.6627	
P-03 P	116601.0685	1.6496	

$$\sigma_{ct} = \frac{2F}{\pi x L x d}$$

DONDE

σ = Resistencia a tracción indirecta [Mpa]

F = carga máxima [N]

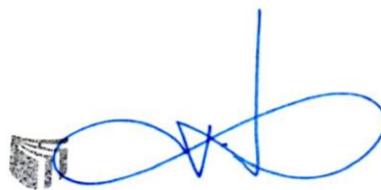
L = Longitud de la línea de contacto de la probeta [mm]

d = Dimensión de la sección transversal [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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



Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.084, ASTM C496)

- TESIS** : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"
- TESISTA** : LARA FERNANDEZ MANUEL
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA
- LUGAR** : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO 28 DÍAS 40%.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Probeta

VIGA	LONGITUD (mm)	DIMENSION (mm)
P-01 P	300	150
P-02 P	300	150
P-03 P	300	150

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
P-01 P	96840.6688	1.3700	1.4802
P-02 P	106872.8717	1.5119	
P-03 P	110177.7128	1.5587	

$$\sigma_{ct} = \frac{2F}{\pi x L x d}$$

DONDE

σ = Resistencia a tracción indirecta [Mpa]

F = carga máxima [N]

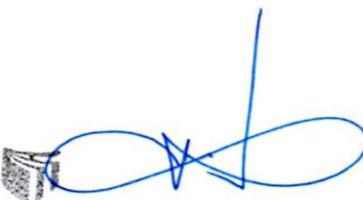
L = Longitud de la línea de contacto de la probeta [mm]

d = Dimensión de la sección transversal [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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


Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil


Lenor Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.084, ASTM C496)

- TESIS** : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"
- TESISTA** : LARA FERNANDEZ MANUEL
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA
- LUGAR** : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO 28 DÍAS 60% RECICLADO.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Probeta

VIGA	LONGITUD (mm)	DIMENSION (mm)
P-01 P	300	150
P-02 P	300	150
P-03 P	300	150

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
P-01 P	96693.5690	1.3679	1.3832
P-02 P	99596.3374	1.4090	
P-03 P	97036.8018	1.3728	

$$\sigma_{ct} = \frac{2F}{\pi x L x d}$$

DONDE

σ = Resistencia a tracción indirecta [Mpa]

F = carga máxima [N]

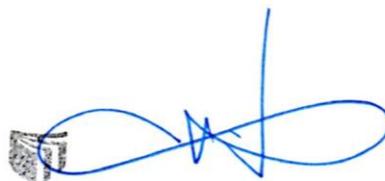
L = Longitud de la línea de contacto de la probeta [mm]

d = Dimensión de la sección transversal [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

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


Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela De Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO





ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.084, ASTM C496)

TESIS : "INFLUENCIA DEL CONCRETO RECICLADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MODELO DE VIVIENDA ECONÓMICA CON MUROS DE DUCTIBILIDAD LIMITADA - NUEVO CHIMBOTE, 2017"

TESISTA : LARA FERNANDEZ MANUEL

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA

LUGAR : DISTRITO DE NVO CHIMBOTE – PROV. DE SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILÍNDRICO DE CONCRETO 28 DÍAS 80% RECICLADO.

Tabla 1.1 Dimensionamiento de Probeta

VIGA	LONGITUD (mm)	DIMENSION (mm)
P-01 P	300	150
P-02 P	300	150
P-03 P	300	150

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
P-01 P	83552.6580	1.1820	1.2410
P-02 P	89338.5815	1.2639	
P-03 P	90270.2133	1.2771	

$$\sigma_{ct} = \frac{2F}{\pi x L x d}$$

DONDE

σ = Resistencia a tracción indirecta [Mpa]

F = carga máxima [N]

L = Longitud de la línea de contacto de la probeta [mm]

d = Dimensión de la sección transversal [mm]

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio

ANEXO 08: CANTIDAD DE PROBETAS Y VIGAS A REALIZAR

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO RECICLADO			
TIPO DE ESPÉCIMEN	PROBETAS CIRCULARES(0.15x0.30)		VIGAS(0.15x0.15x0.50)
	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN	RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
20% DE CONCRETO RECICLADO	4	4	4
40% DE CONCRETO RECICLADO	4	4	4
60% DE CONCRETO RECICLADO	4	4	4
80% DE CONCRETO RECICLADO	4	4	4
CONCRETO CONVENCIONAL(PATRÓN)	4	4	4
TOTAL, PROBETAS = 40			TOTAL VIGAS = 20

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

ANEXO 09: FICHA DE RECOJO DE DATOS

ENTRADA DE DATOS AL ETABS	
CONCRETO ARMADO	PESO ESPECIFICO
	RESISTENCIA ALA COMPRESIÓN
	MODULO DE ELASTICIDAD
	MODULO DE CORTE
	MODULO DE POISSON
	ESFUERZO DE INFLUENCIA DEL ACERO
	RECUBRIMIENTOS
PATRONES DE CARGAS	PESO PROPIO
	CARGA MUERTA
	CARGA VIVA DE ENTREPISO
	CARGA VIVA DE TECHO
PREDIMENCIONAMIENTO	LOSAS MACIZAS
	LOSAS DE CIMENTACIÓN
	MUROS
	VIGAS
PATRONES DE CARGA SÍSMICO	ESTÁTICO
	DINÁMICO

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

ANEXO 10: FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS

LECTURA DE RESULTADOS EN EL ETABS
DESPLAZAMIENTOS
MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS
CORTANTES
ESFUERZOS
MASA
PESO TOTAL
CENTRO DE MASAS
RIGIDECES
DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

ANEXO 11: PARTE DE LA NORMA E- 020

**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	
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 ó 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.

**ANEXO 12: PARTE
DE LA NORMA E -
030.**

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- 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:

- Sistema estructural sismorresistente.
- Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.

e. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entresuelo.

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 qu 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_l 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 S_4 : 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 S_4 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:

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 \bar{N}_{60} 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 \bar{s}_u 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.

ZONA	SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
	Z_4		0,80	1,00	1,05
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

	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 $U = 1$.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	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. 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.	1,5

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B	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 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	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.

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.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
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_o)

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.

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
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.	0,75
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.	0,50
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.	0,50
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.	0,50
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.	0,90
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.	0,90
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.	0,80

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
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.	0,60
Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_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 ($\Delta_{máx}$), 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.	0,75
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 (Δ_{CM}), 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.	0,60
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.	0,90
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.	0,85
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.	0,90

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 sollicitaciones 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:

- 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.

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 solicitaciones 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 solicitaciones 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:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)}$$

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:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- 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:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ 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:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2\right)}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

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 solicitaciones 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 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 rígidamente 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 N° 01
ZONIFICACIÓN SÍSMICA**

Las zonas sísmicas en las que se divide el territorio peruano, para fines de esta Norma se muestran en la Figura 1.

A continuación se especifican las provincias y distritos de cada zona.

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO				
LORETO	MARISCAL RAMÓN CASTILLA	RAMÓN CASTILLA	1	TODOS LOS DISTRITOS				
		PEBAS						
		SAN PABLO						
		YAVARI						
	MAYNAS	MAYNAS	ALTO NANAY	1	TODOS LOS DISTRITOS			
			BELÉN					
			FERNANDO LORES					
			INDIANA					
			IQUITOS					
			LAS AMAZONAS					
			MAZÁN					
			NAPO					
			PUNCHANA					
			PUTUMAYO					
			SAN JUAN BAUTISTA					
	TNTE. MANUEL CLAVERO							
	TORRES CAUSANA							
	LORETO	REQUENA	SAQUENA	1	UN DISTRITO			
			REQUENA	2	DIEZ DISTRITOS			
CAPELO								
SOPLÍN								
TAPICHE								
JENARO HERRERA								
YAQUERANA								
ALTO TAPICHE								
EMILIO SAN MARTÍN								
MAQUÍA								
PUINAHUA								
LORETO			LORETO			NAUTA	2	TODOS LOS DISTRITOS
						PARINARI		
	TIGRE							
	TROMPETEROS							
	URARINAS							
ALTO AMAZONAS	ALTO AMAZONAS	LAGUNAS	2	UN DISTRITO				
		YURIMAGUAS	3	CINCO DISTRITOS				
		BALSAPUERTO						
		JEBEROS						
		SANTA CRUZ						
TNTE. CÉSAR LÓPEZ ROJAS								

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LORETO	UCAYALI	CONTAMANA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		INAHUAYA		
		PADRE MÁRQUEZ		
		PAMPA HERMOSA		
		SARAYACU		

ANEXO 13: PARTE DE LA NORMA E-050



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-arcilloso), 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 solicitación 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:

a) 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.

b) 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:

a) 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.

b) 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:

a) 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.

b) 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.

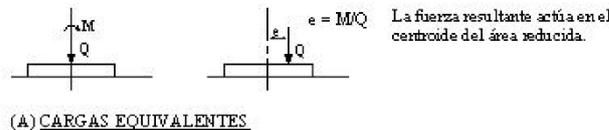
Artículo 24.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN TALUDES

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.

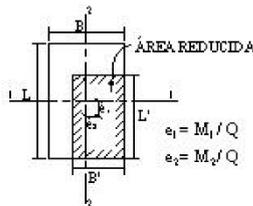
Adicionalmente debe verificarse la estabilidad del talud, considerando la presencia de la estructura.

El factor de seguridad mínimo del talud, en consideraciones estáticas debe ser 1,5 y en condiciones sísmicas 1,25.

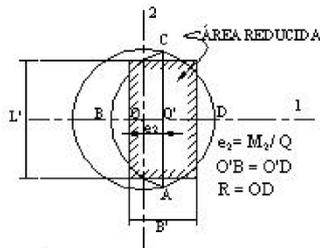
Figura N° 6
Cimientos cargados excéntricamente



(A) CARGAS EQUIVALENTES



(B) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO RECTANGULAR



(C) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO CIRCULAR

La fuerza resultante actúa en el centroide del área reducida.

Para cimientos rectangulares se reducen las dimensiones así:

$$L' = L - 2e_1 \quad e_1 = M_1 / Q$$

$$B' = B - 2e_2 \quad e_2 = M_2 / Q$$

Para un cimiento circular de radio R, el área efectiva + 2x(área del segmento circular ADC), considerar A'e como un rectángulo con $L'/B' = AC/BD$

$$e = M / Q$$

$$A'_e = 2S = B'L'$$

$$L' = \sqrt{2S \sqrt{\frac{R+e_1}{R-e_2}}}$$

$$B' = L' \sqrt{\frac{R-e_1}{R+e_2}}$$

$$S = \frac{\pi R^2}{2} \left[e_2 \sqrt{R^2 - e_1^2} + R^2 \arcsin\left(\frac{e_1}{R}\right) \right]$$

CAPITULO 5
CIMENTACIONES PROFUNDAS

Artículo 25.- DEFINICIÓN

Son aquellas en las que la relación profundidad /ancho (D/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:

a) Cuando 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.

b) Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, ya que las cimentaciones con pilotes tienen resistencia por flexión mientras soportan la carga vertical transmitida por la estructura.

c) Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.

d) 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.

ANEXO 14: PARTE DE LA NORMA E-060

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).

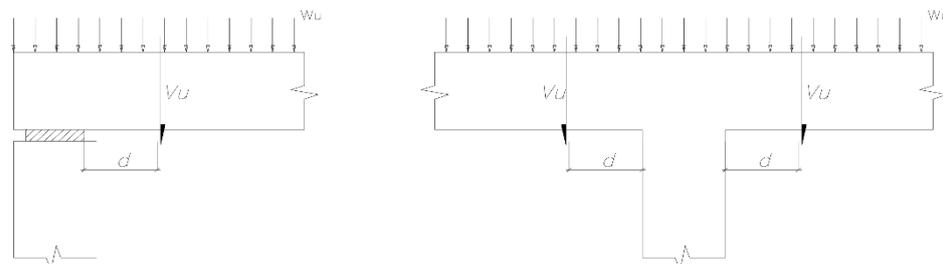


Fig. 11.1.3.1.a Condiciones de apoyo y de aplicación de las cargas externas en las cuales se puede reducir la fuerza V_u de diseño a d de la cara.

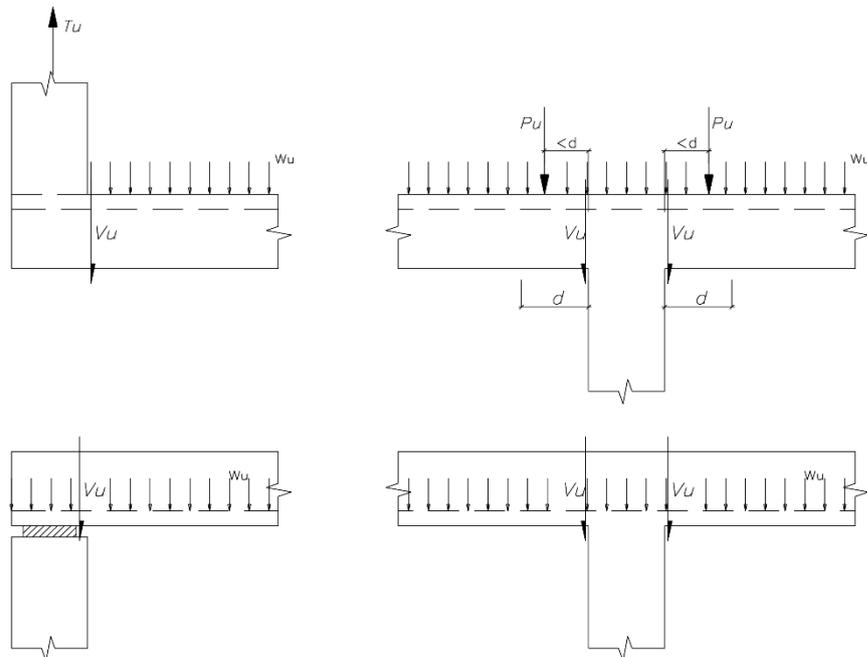


Fig. 11.1.3.1.b Condiciones de apoyo y de aplicación de las cargas externas en las cuales no se puede reducir la fuerza V_u de diseño.

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:

$$V_c = \left(0,16 \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{Mu} \right) b_w d \quad (11-5)$$

pero no mayor que $0,29 \sqrt{f'_c} b_w d$. Además el término $V_u d / Mu$ no debe tomarse mayor que 1,0 al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5). Mu 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 Mm sustituyendo a Mu y $V_u d / Mu$ no limitada a 1,0 donde:

$$Mm = Mu - Nu \left(\frac{4h - d}{8} \right) \quad (11-6)$$

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 Mm , 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.

$$V_c = \left(0,05\sqrt{f_c} + 4,8 \frac{V_u dp}{M_u} \right) b_w d \quad (11-9)$$

pero no es necesario considerar V_c menor que $0,17\sqrt{f_c} b_w d$. Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que $0,42\sqrt{f_c} b_w d$ 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:

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f_c} b_w dp + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \quad (11-10)$$

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 $0,14\sqrt{f_c} b_w d$.

11.4.3.2 V_{cw} se debe calcular con:

$$V_{cw} = \left(0,29\sqrt{f_c} + 0,3 f_{pc} \right) b_w dp + V_p \quad (11-12)$$

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:

$$A_v \min = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{bw s}{f_{yt}} \quad (11-13)$$

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.

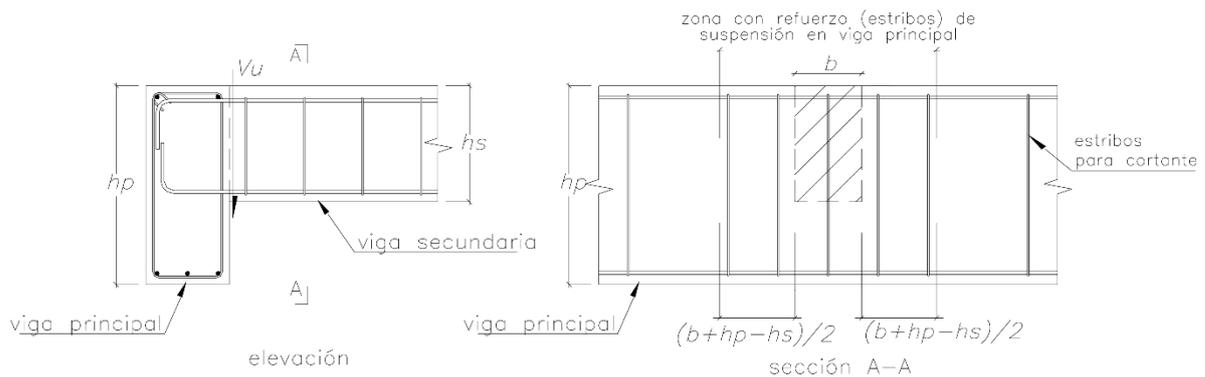


Fig. 11.5.8 Refuerzo de suspensión.

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, Tcr , 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 Tu 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:

$$\phi 0,083 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \sqrt{f'c}}}$$

(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.

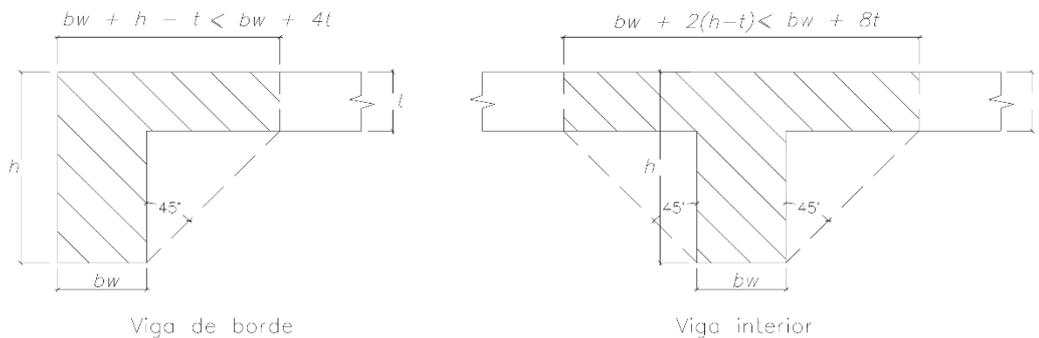


Fig. 11.6.1 Ejemplos de la porción de losa que debe considerarse para el cálculo de A_{cp} y P_{cp} .

11.6.2 Cálculo del momento torsor amplificado (torsión de equilibrio y torsión de compatibilidad)

11.6.2.1 Si el momento torsor amplificado Tu (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 Tu de acuerdo con 11.6.3 a 11.6.6.

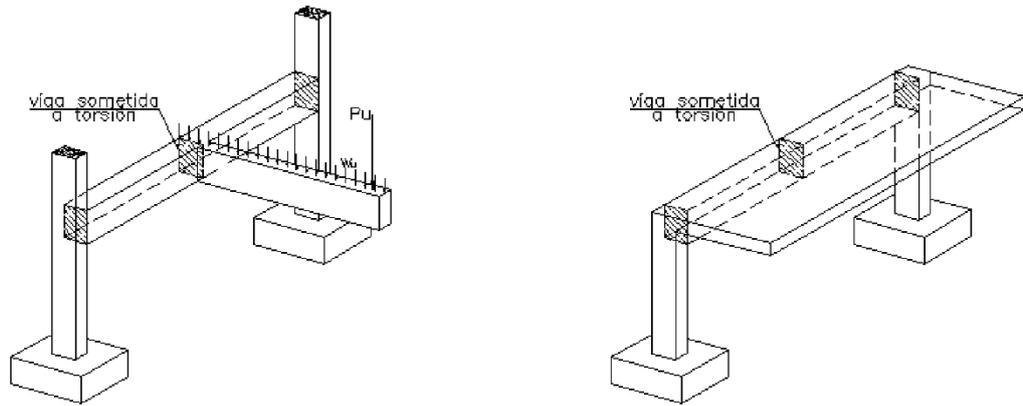


Fig. 11.6.2.1 Casos en los cuales la resistencia a la torsión es indispensable para el equilibrio de la estructura (torsión de equilibrio).

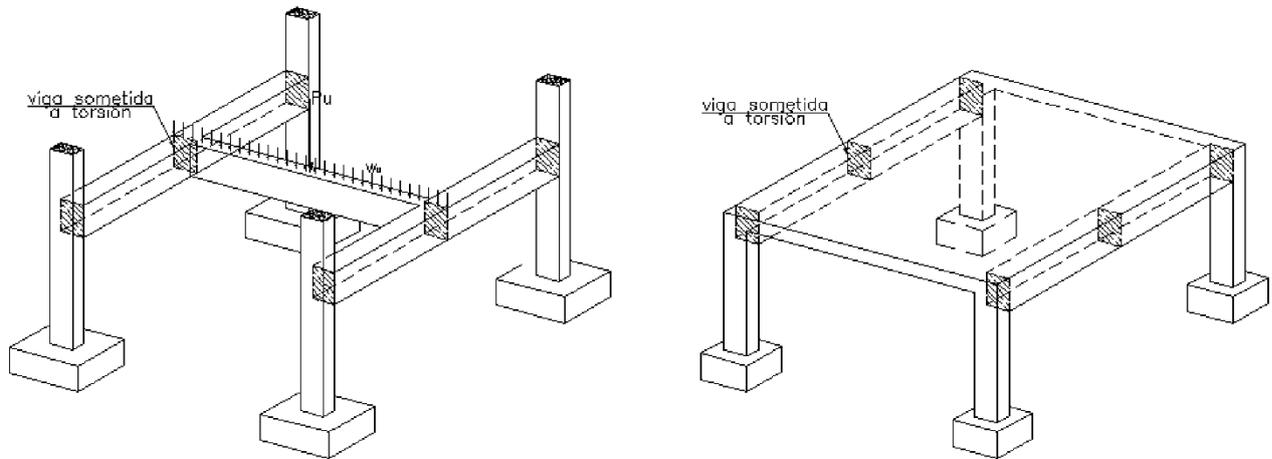


Fig. 11.6.2.2 Casos en los cuales la resistencia a la torsión no es indispensable para el equilibrio de la estructura (torsión de compatibilidad).

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:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u Ph}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \quad (11-18)$$

(b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u Ph}{1,7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \quad (11-19)$$

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}/Ph , 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.

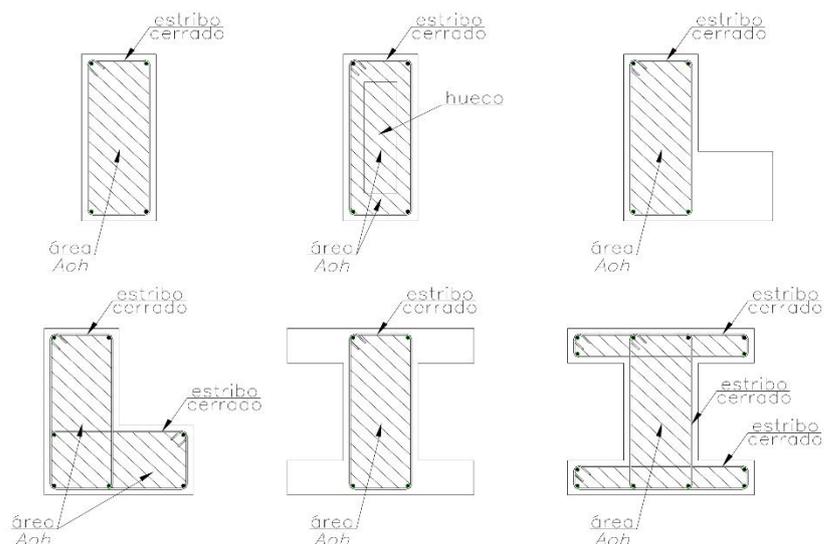


Fig. 11.6.3 Definición de A_{oh} (área sombreada).

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 todas las ramas necesarias de estribos para cortante y torsión, $A_{(v+t)}$, se calcula mediante:

$$\left(\frac{A(v+t)}{s} \right)_{\text{total}} = \frac{Av}{s} + 2 \left(\frac{At}{s} \right)$$

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 $Mu / (0,9 d fy)$, 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 $A\ell fy$, 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 $0,5 Aoh / Ph$.

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:

$$(Av + 2At) = 0,062 \sqrt{f'c} \frac{bw s}{fyt} \quad (11-23)$$

pero no debe ser menor de $(0,35 bw s) / fyt$.

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:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha) \quad (11-26)$$

α es el ángulo menor entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante (Figura 11.7.4.2).

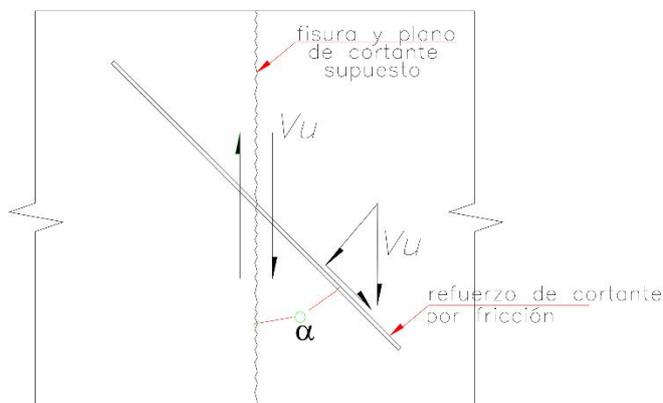


Fig. 11.7.4.2 Refuerzo de cortante por fricción inclinado con respecto a la fisura supuesta.

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.

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.

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

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.

- (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:
- (a) El espesor del muro sea mayor o igual de 200 mm.
 - (b) 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:
- (a) El peralte efectivo del elemento (d) mencionado en 12.10.3 puede considerarse como $0,8 \ell_m$.
 - (b) Los requisitos de 12.11, 12.12 y 12.13 pueden ser obviados.
 - (c) 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.
 - (d) 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 lo 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 $\frac{Mu}{4Vu}$.

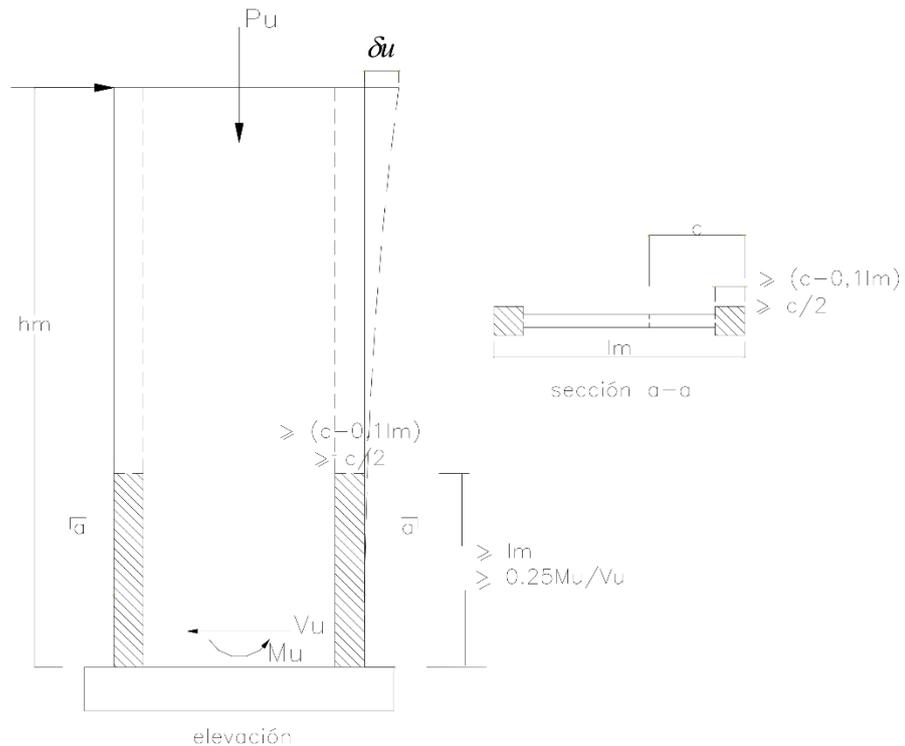


Fig. 21.9.7.4 Elementos confinados de borde en muros.

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:

$$\phi V_n = \phi \mu (Nu + A_v f_y) \quad \phi = 0,85 \quad (21-7)$$

La fuerza normal (Nu) 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 $(l_n / h) \geq 2$ 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.

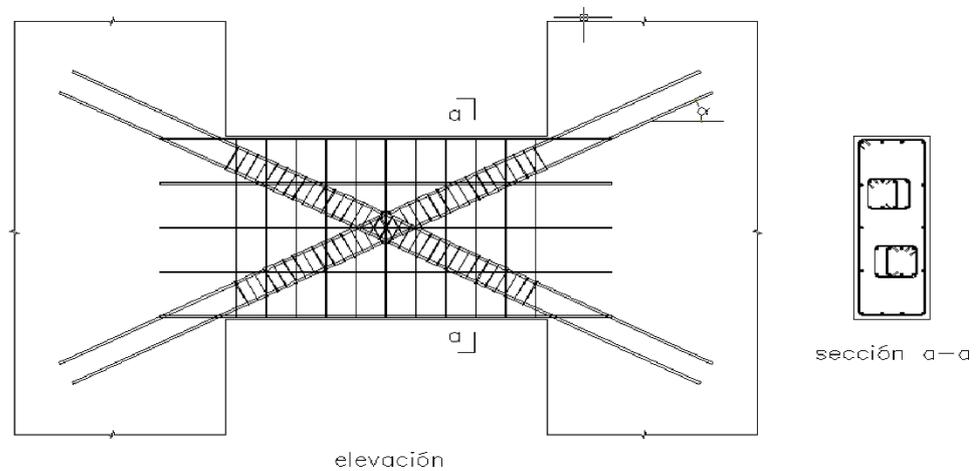


Fig. 21.9.9.5 i Refuerzo de vigas de acople

- (d) Alternativamente al armado 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 $1/2"$.

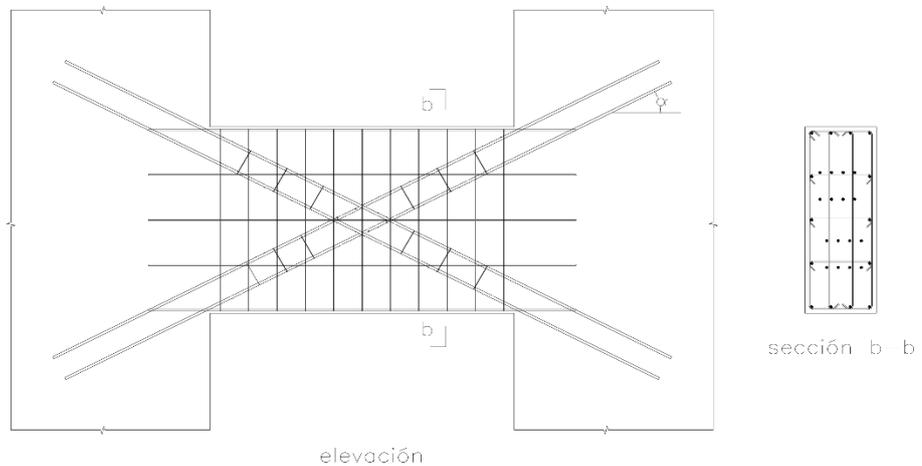


Fig. 21.9.9.5 ii Refuerzo alternativo de vigas de acople

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:

- (a) 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.
- (b) 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:

- i. 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.
- ii. 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.

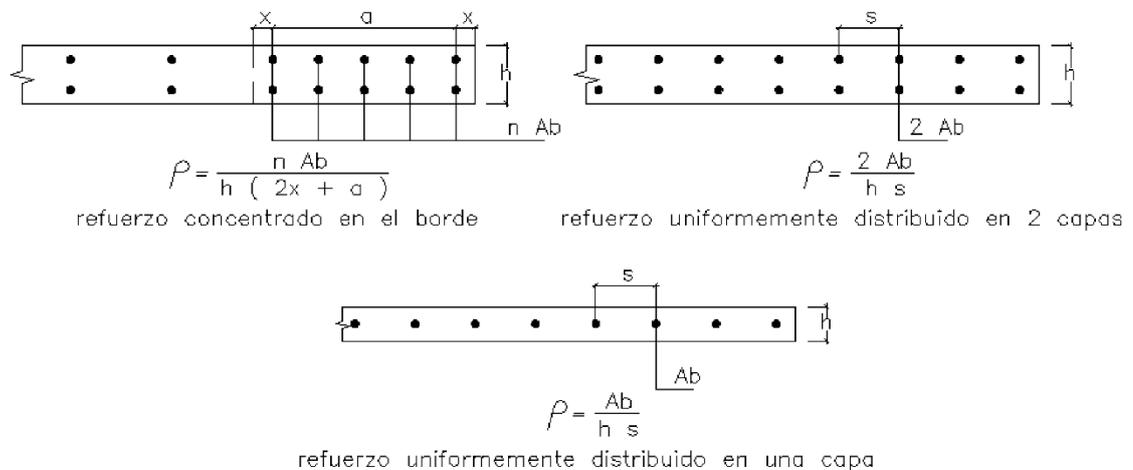


Fig. 21.10.2.8 Cuantía de acero en bordes no confinados

- 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:
- (a) 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.
 - (b) 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:
- (a) 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).
 - (b) 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.
 - (c) 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.
 - (d) 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:

$$V_n = A_{cv} \left(0,17\sqrt{f'c} + \rho t f_y \right) \quad (21-9)$$

21.11.7.2 La resistencia V_n de los diafragmas formados por sobrelosas compuestas construidas en sitio y de los diafragmas formados por sobrelosas no compuestas colocadas sobre un piso prefabricado no debe exceder de:

$$V_n = A_{cv} \left(\rho t f_y \right) \quad (21-10)$$

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. Véanse 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.

**ANEXO 15: PARTE DEL
REGLAMENTO PARA
LA GESTIÓN Y
MANEJO DE LOS
RESIDUOS DE LAS
ACTIVIDADES DE LA
CONSTRUCCIÓN Y
DEMOLICIÓN.**

otras características expresado en m³ de residuos por cada m² construido.

9. Describir la actividad que desarrolla, mencionando el flujo de materiales e identificando los puntos en que se generan los residuos.

10. Transporte y disposición final.

11. Otros que pudieran ser considerados y aprobados por la normatividad vigente.

Artículo 14.- Declaración Anual del Manejo de Residuos

En concordancia con la Ley General de Residuos Sólidos, los generadores de residuos remitirán a la Unidad Ambiental de VIVIENDA, dentro de los primeros quince (15) días hábiles de cada año una Declaración Anual del Manejo de Residuos generados durante el año transcurrido, en formato impreso o digital.

Artículo 15.- Prestadores de servicios

15.1 La prestación de servicios para el manejo de los residuos debe ser realizado por una EPS-RS, la cual puede ser privada o mixta con mayoría de capital privado, en concordancia con el artículo 27 de la Ley General de Residuos Sólidos.

15.2 La EPS-RS deberá estar registrada en la Dirección General de Salud Ambiental -DIGESA y contará con la autorización del gobierno local correspondiente, para brindar el servicio en los giros de recolección, tratamiento, transferencia, transporte y disposición final.

Artículo 16.- Calidad del servicio

La EPS-RS deberá garantizar la capacidad y calidad del servicio y cumplir con lo siguiente:

1. Contar con personal calificado.
2. Contar con maquinarias y equipos necesarios.
3. Cumplir con las normas de seguridad e higiene laboral.
4. Contar con la autorización municipal correspondiente.
5. Contar con un plan operativo en el que se detalle el manejo específico de los residuos, según tipo y características particulares, con rutas y horarios establecidos por la autoridad municipal competente.

Capítulo III

Almacenamiento y Prohibición de Abandono de residuos de las actividades de la construcción y demolición

Artículo 17.- Almacenamiento por parte del generador

17.1 Los residuos podrán ser almacenados temporalmente en la misma obra, para lo cual se determinará un área, considerando su accesibilidad para el traslado y criterios de seguridad, salud, higiene y ambientales.

17.2 El generador dispondrá a través de la EPS-RS el traslado a una planta de tratamiento o escombrera para la disposición final.

Artículo 18.- Plazo de almacenamiento de residuos de obras

En el caso de obras, correspondientes a proyectos de inversión no incluidos en el SEIA, se podrá considerar un período de almacenamiento temporal en el lugar de generación de los residuos, el cual no podrá exceder los treinta (30) días calendario.

Si al término de las obras, es necesario ampliar el plazo, este deberá ser por razones justificadas, para lo cual se requerirá a la autoridad municipal, la ampliación del plazo, presentando un Informe Técnico sustentatorio.

Artículo 19.- Prohibición de abandono de residuos en lugares no autorizados

19.1 Está prohibido el abandono de residuos en bienes de dominio público: playas, plazas, parques, vías, caminos, áreas reservadas, bienes reservados y afectados en uso a la defensa nacional; áreas arqueológicas; áreas naturales protegidas y sus zonas de amortiguamiento; cuerpos de agua,

marinas y continentales, acantilados; así como en bienes de dominio hidráulico tales como cauces, lechos, riberas de los cuerpos de agua, playas, restingas, fajas marginales y otros considerados en la Ley N° 29338, Ley de Recursos Hídricos, o que sean considerados de dominio público.

19.2 Los materiales provenientes de obras de infraestructura tales como construcción o reconstrucción de calles, aceras, obras de agua y alcantarillado y demás redes técnicas, sólo permanecerán en la vía pública el tiempo en proporción a la intervención, según criterios similares a las obras de construcción civil, y debidamente autorizados por la autoridad municipal correspondiente.

19.3 La transgresión a las disposiciones contenidas en el presente artículo, serán materia de sanción por parte de la autoridad municipal competente, sin perjuicio de las competencias y funciones ejercidas por otras instituciones.

Artículo 20.- Almacenamiento de residuos de obras menores domiciliarias o de infraestructura

20.1 El almacenamiento de los residuos de obras menores domiciliarias o de infraestructura, se efectuará en envases y sacos de material resistente o dentro de recipientes apropiados de acuerdo a la cantidad generada, y facilitando su manejo, además debe estar dotado de los medios de seguridad correspondientes.

20.2 Los gobiernos locales podrán implementar centros de recolección para el acopio de residuos provenientes de obras menores, en condiciones de higiene y seguridad, hasta su disposición final.

Capítulo IV

Recojo de residuos sólidos de la construcción y demolición

Artículo 21.- Servicio de recojo de residuos

El proceso de recojo de los residuos estará sujeto a:

1. Los vehículos de recojo de residuos deberán estar provistos, de una tolva metálica hermética y un toldo o similar como cubierta. En el caso de que los vehículos sean de plataforma, los contenedores donde se almacenarán los residuos deberán estar debidamente sujetos a dicha plataforma.

2. El generador y el operador de los residuos, deberá prever la señalización mediante franjas en el lugar o las áreas de labores, considerando la identificación de la empresa responsable que realiza las actividades.

3. El generador o titular de residuos, deberá acreditar el transporte de sus residuos con una EPS-RS debidamente registrada en la DIGESA, y que cuente con las autorizaciones o licencias municipales correspondientes.

4. Los gobiernos locales formularán estrategias para facilitar el acceso de los generadores de residuos de obras menores a los servicios de EPS-RS, a fin de garantizar su disposición adecuada.

Artículo 22.- Ubicación de contenedores y vehículos

Se tendrá en consideración lo siguiente:

1. Los contenedores y vehículos se ubicarán de preferencia en el interior del área de la obra o del área de recojo.

2. Podrán ubicarse en zonas cercanas al área de recojo, sin ocasionar perjuicios u obstaculizar el libre tránsito de las personas y del servicio de transporte, previa autorización de la municipalidad correspondiente.

3. El recojo de residuos se realizará en el horario autorizado por la municipalidad respectiva.

4. La empresa responsable generadora de los residuos asumirá la responsabilidad de colocar señales de advertencia para evitar accidentes.

Capítulo V

Reaprovechamiento y comercialización de residuos sólidos de la construcción y demolición

Artículo 23.- Objetivo del reaprovechamiento de residuos

Minimizar la cantidad de los residuos para la disposición final, lo cual deberá estar contemplado en el



diseño del proyecto o en el plan de manejo de residuos, según corresponda.

Artículo 24.- Acciones para el reaprovechamiento de residuos

El generador de residuos aplicará estrategias para su reaprovechamiento, con el fin de reducir el volumen y peligrosidad de los mismos. Estas acciones forman parte del Plan de Manejo de Residuos, conforme se establece en el artículo 13 y el Anexo 5 del presente Reglamento.

Artículo 25.- Segregación de residuos

25.1 La segregación de los residuos es una estrategia para facilitar el reaprovechamiento y/o comercialización, ésta se puede realizar en obra o en la instalación designada para su tratamiento. Esta actividad podrá ser efectuada por una EPS-RS o una EC-RS cuando se encuentre prevista la operación básica de acondicionamiento de los residuos previamente a su comercialización.

25.2 El desmonte limpio u otros residuos reaprovechables luego de ser segregados, clasificados, y haber recuperado sus propiedades iniciales o su calidad y compatibilidad con los materiales empleados, podrán ser incorporados al proceso constructivo como materia prima.

Artículo 26.- Comercialización de residuos

El generador podrá comercializar los residuos a través de EC-RS registradas en la DIGESA, y que cuenten con la respectiva autorización municipal.

Artículo 27.- Reciclaje de los residuos

27.1 Para efectos del reciclaje de residuos se deberá contar con una planta de reciclaje especializada y se considerarán los procesos de minimización o reducción en partículas.

27.2 En los procesos de clasificación, almacenamiento y traslado de los residuos para la reutilización, reciclaje o disposición final, no se deberán exceder los Estándares de Calidad Ambiental del aire ni los Límites Máximos Permisibles establecidos en la normativa ambiental vigente.

Artículo 28.- Reciclaje de concreto de demolición

28.1 El concreto de demolición para reciclaje puede ser obtenido en bloques o reducido en partículas pequeñas, mediante fresado de construcciones civiles de concreto simple, armado o tensado (muros de contención o sostenimiento, cimentaciones, puentes, alcantarillas, canales, tuberías de cemento o concreto sin asbesto, losas de pavimentos de concreto, columnas, veredas y pisos de viviendas) que no contengan elementos peligrosos, como se indica en el Anexo 3 del presente Reglamento; de tal forma que se puedan usar como agregados en la fabricación de nuevos concretos, como material de relleno no portante y otros que no contravengan la normativa vigente, en concordancia con la Norma Técnica Peruana vigente.

28.2 Previamente a la demolición, aquellos elementos o secciones de éstos considerados peligrosos o que pudieran ocasionar daños al ambiente y que no pueden ser reciclados serán separados, tratados y dispuestos adecuadamente. Los materiales secundarios generados a partir del concreto de demolición deben almacenarse separadamente según su procedencia y uso posterior.

28.3 Los ensayos para determinar la aptitud del granulado y de los minerales y aglutinantes contenidos, dependerán del diseño del producto final, debiendo ser aplicados a éste antes de su uso e informarse al potencial consumidor de sus resultados, así como la fecha de realización del ensayo y la antigüedad del producto y su procedencia. El granulado de concreto puede usarse en rellenos no portantes, muros de pantalla contra ruido o en rellenos sanitarios.

Artículo 29.- Reciclaje de materiales de demolición no clasificados

29.1 El material de demolición granulado no clasificado proveniente de la demolición de edificaciones u obras

civiles, podrá ser reaprovechado en la preparación de capas de fundación, mezclas asfálticas recicladas, concreto reciclado y rellenos no portantes, entre otros, en concordancia a la Norma Técnica Peruana vigente.

29.2 El material a reciclar deberá estar libre de fierro, plásticos, madera y otros insumos que contengan elementos peligrosos, según lo indicado en el Anexo 3 de este Reglamento. El tratamiento consistirá en el chancado y tamizado, reduciéndolo al tamaño de partículas requeridas.

Capítulo VI

Transporte de residuos sólidos de la construcción y demolición

Artículo 30.- Características generales de los vehículos de transporte

Los vehículos utilizados para el transporte de residuos deben cumplir las siguientes características generales:

a. El vehículo y los equipos de transporte deben ser de color plomo.

b. Dependiendo el volumen de residuos a recoger, podrán utilizarse camiones volquete, camionetas pick-up u otros similares.

c. En vehículos de capacidad mayor a 6m³ el sistema de descarga será hidráulico.

d. El compartimiento de carga para el transporte de los residuos debe contar con un toldo debidamente asegurado que cubra por completo toda la extensión de la carga a transportar para evitar la dispersión de partículas.

e. Los camiones volquete deben tener bandanas laterales de 0.50 metros de altura mínima, que permita la fácil carga y descarga de los escombros.

Artículo 31.- Transporte de residuos

31.1 Para transportar los residuos, las EPS-RS o EC-RS utilizarán vehículos de recolección de residuos señalados en el artículo anterior, registrados en DIGESA, autorizados y fiscalizados por la municipalidad provincial correspondiente.

31.2 Las EPS-RC o EC-RS, deberán recoger los residuos desde la obra o área de generación, para ser trasladados a la planta de tratamiento, o escombrera debidamente autorizada.

31.3 En el traslado de los residuos se usará métodos seguros para evitar impactos negativos que afecten la salud de las personas y el ambiente, debiendo respetarse el horario y rutas fijadas por la municipalidad competente. Las EPS-RS o EC-RS son responsables del traslado adecuado de los residuos hasta su disposición final.

Artículo 32.- Autorizaciones para transportar residuos peligrosos

32.1 El Ministerio de Transportes y Comunicaciones regula, supervisa, fiscaliza y sanciona el transporte terrestre de residuos peligrosos por carretera, realizando el registro único de transporte de residuos peligrosos y señalando las vías por las cuales se realiza dicha actividad.

32.2 Las municipalidades provinciales establecerán las vías alternas urbanas para el transporte de residuos peligrosos; así como los lugares para el estacionamiento en la red vial de su competencia en concordancia a lo establecido en el Reglamento Nacional de Transporte Terrestre de Materiales Peligrosos.

32.3 Los vehículos para transportar residuos peligrosos no podrán ser usados para transportar residuos declarados no peligrosos.

Capítulo VII

Recuperación de áreas vulneradas

Artículo 33.- Restauración de áreas vulneradas

Además de las sanciones administrativas que se impongan a los responsables por el abandono de residuos, éstos están obligados a la reposición, restauración o recuperación del bien público o área afectada, al estado anterior a la infracción cometida, en forma y condiciones fijadas por el órgano que impuso la sanción.

Artículo 34.- Impactos ambientales

Los responsables por el abandono de los residuos están obligados a cumplir todo lo señalado en el artículo anterior, en aquellas áreas que por efectos indirectos, vientos, corrientes marinas, fluviales o lacustres, resultan impactadas por el traslado de los residuos abandonados. Para tal efecto, se deberá realizar el informe técnico o peritaje que determine esta responsabilidad.

**Capítulo VIII
Obligaciones y responsabilidades**
Artículo 35.- Obligaciones del generador

El generador de los residuos tiene las siguientes obligaciones:

1. Contar con las autorizaciones de las autoridades competentes.
2. De acuerdo a los impactos ambientales que genere el proyecto, deberá contar con Certificación Ambiental aprobada por la autoridad ambiental correspondiente.
3. Presentar a la autoridad correspondiente, el Plan de Manejo de Residuos Sólidos, según se indica en el artículo 12 y el Anexo 5 de este Reglamento, así como la Declaración Anual del Manejo de Residuos Sólidos y el Manifiesto de Manejo de Residuos Sólidos Peligrosos, de ser el caso.
4. Contratar a una EPS-RS, registrada en la DIGESA y autorizada por la municipalidad correspondiente para la prestación de los servicios de recolección, transporte y disposición final, según sea el caso. Para lo cual, deberá verificar la vigencia y alcance de la autorización otorgada a la empresa contratada y contar con documentación que acredite que las instalaciones de tratamiento o disposición final de los mismos, cuentan con las autorizaciones correspondientes.
5. Brindar las facilidades necesarias a las autoridades municipales, de salud y sectoriales para que cumplan con sus funciones de supervisión y fiscalización en cumplimiento de la presente norma, de acuerdo a sus competencias.
6. Asumir el costo que genera el servicio del traslado o manejo de residuos.
7. Recolectar y embalar los residuos sólidos considerados como peligrosos en lugares y envases seguros dentro de la obra, previa clasificación y descripción de las características por tipo de residuo, asegurando el etiquetado de cada envase para su traslado a un relleno de seguridad.
8. Conducir un registro sobre la generación y manejo de los residuos sólidos en las instalaciones bajo su responsabilidad.

Artículo 36.- Obligaciones del servicio de transporte

Las EPS-RS de transporte y EC-RS autorizadas para el transporte de residuos deben cumplir con las obligaciones siguientes:

- a) Tener programas para el mantenimiento preventivo de los equipos y vehículos de transporte señalados en el presente Reglamento y el numeral 9) del artículo 46 del Reglamento de la Ley.
- b) Contar con el equipo de protección personal para los operarios de los vehículos.
- c) Informar y capacitar al personal operario sobre las medidas o métodos seguros que permitan minimizar el posible impacto de los residuos durante su traslado. Para el transporte de residuos peligrosos se deberá capacitar al personal operario de los vehículos en relación a los tipos y riesgos de los residuos que manejan y las medidas de prevención y emergencia en caso de accidente.
- d) Contar con las autorizaciones correspondientes para el traslado de residuos, contenidas en los artículos 31 y 32 del presente Reglamento, y utilizar las rutas de tránsito autorizadas.
- e) En relación al transporte de residuos peligrosos, se deberá verificar que el embalaje que contiene los residuos peligrosos, concuerde con el tipo, características y volumen declarado por el generador en el manifiesto y que figuren los datos de la EPS-RS a quien entregará dichos residuos.

f) Suscribir una póliza de seguro que cubra los riesgos derivados del transporte de residuos y brindar un servicio de seguro complementario de trabajo para los trabajadores que laboran en las unidades de transporte.

Artículo 37.- Obligaciones del operador de EPS-RS que maneja la escombrera

El operador tiene las siguientes obligaciones:

1. Constituirse como EPS-RS.
2. Contar con un estudio ambiental aprobado por la DIGESA.
3. Cumplir con los requisitos de ubicación de la escombrera de conformidad a lo dispuesto en este Reglamento, que deberá contar con la autorización de funcionamiento por parte de las municipalidades provinciales respectivas.
4. Solicitar y contar con la autorización de licencia de funcionamiento ante la municipalidad distrital correspondiente.
5. Establecer la construcción o adecuación de la infraestructura para disposición final de los residuos, así como la implementación de maquinarias o equipos para su utilización en el proceso de disposición final de los residuos.
6. Las escombreras que cuenten en su interior con plantas de tratamiento deberán respetar las normas técnicas para la reutilización y reciclaje de los residuos.
7. Habilitar las vías de acceso para el ingreso y salida de vehículos.
8. Contar con el personal capacitado para realizar las operaciones y manipulaciones de residuos para su disposición final.
9. Presentar trimestralmente a las unidades técnicas especializadas en salud ambiental del Ministerio de Salud, un informe con datos mensualizados sobre los servicios prestados, y una copia a la respectiva municipalidad provincial, de acuerdo al Anexo 2 del presente Reglamento.
10. Implementar construcciones complementarias como caseta de control, oficina administrativa, servicios higiénicos y vestuarios.
11. Realizar un monitoreo de partículas en suspensión dentro y fuera de la escombrera, de acuerdo a la normatividad vigente, el cual puede ser semestral o cada vez que la autoridad de salud lo solicite.

Artículo 38.- Obligaciones institucionales

De acuerdo a sus competencias, VIVIENDA, el Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental-OEFA, la DIGESA, y los gobiernos regionales y locales, están obligados a velar por el cumplimiento de las disposiciones contenidas en el presente Reglamento.

TÍTULO IV
**DISPOSICIÓN FINAL DE LOS RESIDUOS
DE LAS ACTIVIDADES DE LA CONSTRUCCIÓN
Y DEMOLICIÓN**
Artículo 39.- Infraestructura para la disposición final de residuos

Se denomina escombrera a la infraestructura de disposición final diseñada únicamente para la disposición de residuos, la cual puede ser pública o privada, y debe cumplir con las exigencias que establece el presente Reglamento.

Artículo 40.- Zonificación para la disposición final y ubicación de áreas para escombreras

40.1 Las municipalidades provinciales en coordinación con las municipalidades distritales, en función de los criterios y/o parámetros establecidos para la localización de las escombreras indicados en el presente Reglamento, establecen, publican y actualizan la zonificación donde podrá localizarse dicha infraestructura.

Para este fin se realizará la evaluación e identificación de los espacios geográficos en su jurisdicción que puedan ser utilizados para la ubicación de los proyectos de infraestructura, de conformidad con los planes provinciales de crecimiento urbano y de gestión integral de residuos,

incluyendo la facultad de establecer lugares especiales acordes con la generación masiva de escombros por situaciones de desastres.

40.2 Las municipalidades y sectores involucrados, sin perjuicio de las facultades establecidas por la Ley General de Residuos Sólidos, y mediante acuerdos o convenios, podrán hacer uso de áreas abandonadas por labores mineras no metálicas (canteras – tajos abiertos) identificadas como pasivos ambientales mineros, a través de la ejecución del correspondiente Plan de Cierre de Minas, en coordinación con el Ministerio de Energía y Minas, y previa aprobación de la DIGESA.

Artículo 41.- Requisitos y restricciones para ubicar una escombrera

Toda área o lugar destinado a la ubicación de la escombrera autorizada, deberá cumplir con los siguientes requisitos:

1. Estar ubicado a una distancia mínima de 1 km respecto a una zona poblada.
2. La pendiente del terreno no podrá exceder de una inclinación de 25 a 30 grados u otra debidamente justificada.
3. La dirección de los vientos debe ser contraria a la zona poblada.
4. No estará ubicado en zonas que interfiera con el tránsito vehicular.
5. Debe estar ubicado fuera de las áreas arqueológicas y zonas reservadas o áreas naturales protegidas y sus zonas de amortiguamiento
6. Debe contar con vías de acceso para vehículos de gran tamaño, como camiones, volquetes o similares.
7. Excepcionalmente, en caso de desastres, las escombreras podrán estar ubicadas en zonas urbanas para su posterior uso exclusivo como áreas verdes urbanas, no pudiendo ser utilizadas para la disposición final de ningún tipo de residuo peligroso. La disposición final de los residuos será realizada responsablemente en cumplimiento del estudio ambiental respectivo y de las normas vigentes.
8. Cuando aplique la excepción indicada en el numeral 7 de este artículo, no podrá ubicarse a menos de 500 metros de distancia de una zona residencial o de establecimientos como hospitales, centros educativos, centros penitenciarios, estadios u otros establecidos por disposición municipal.
9. El uso de la infraestructura de escombreras, después del cierre debe ser autorizado por la DIGESA.

Artículo 42.- Diseño y construcción de la escombrera

El diseño y la construcción de escombreras deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. Barrera sanitaria o cerco perimétrico natural o artificial impidiendo de manera efectiva el ingreso de personas no autorizadas.
2. Sistema de pesaje y registro.
3. Señalización de prohibición, obligación, advertencia e información.
4. Canales perimétricos de derivación, intersección y evacuación de aguas de escorrentía superficial.
5. Contar con un sistema de control de ruidos y material particulado.
6. Tener un sistema de monitoreo del manejo de residuos.
7. Contar con vías de acceso y de recorridos internos seguros.
8. Construcción de celdas o muelles de descarga.
9. Debe estar diseñado o acondicionado para casos de desastre natural, antrópico.
10. Debe contar con un Estudio de Impacto Ambiental-EIA aprobado.
11. Debe contar con un Plan de Contingencia para emergencias naturales y tecnológicas.
12. Contar con una caseta de control, oficina administrativa, almacén, servicios higiénicos y vestuario.
13. Sistema de seguridad y vigilancia.
14. Sistema de comunicaciones.
15. Contar con el abastecimiento de energía eléctrica, a través de medios alternativos (grupos electrógenos de ser el caso).

Artículo 43.- Plan operativo de los residuos en la escombrera

La escombrera debe tener un plan de operación que considere lo siguiente:

1. Recepción y pesaje.
2. Descarga de residuos.
3. Rutas de acceso.
4. Tránsito de vehículos.
5. Procedimientos de compactación de los residuos previa a su disposición final.
6. Cubrimiento de los residuos.

Artículo 44.- Proyectos de infraestructura

El estudio ambiental y los proyectos de infraestructura para el manejo de residuos son evaluados y aprobados por la DIGESA, conforme lo establecido en el listado de inclusión de los proyectos de inversión sujetos al SEIA y Ley General de Residuos Sólidos.

Artículo 45.- Plan de cierre de infraestructura

Para efectos del cumplimiento del Plan de Cierre de la Infraestructura de disposición final de los residuos, deberá cumplirse con lo establecido en el artículo 89 del Reglamento de la Ley, con excepción de los ítems 3 y 4 (control de gases y lixiviados). El Plan de Cierre deberá ser elaborado en base al presentado en el EIA o Programa de Adecuación y Manejo Ambiental-PAMA aprobado.

Artículo 46.- Recuperación y uso de áreas utilizadas como escombreras

46.1 En las áreas utilizadas como escombreras para residuos, una vez concluido con el proceso de relleno y compactado, se colocarán las capas de cobertura final y se dará por cerrada, no permitiendo la contaminación con otra clase de residuos.

46.2 Una vez declarada cerrada el área de la escombrera, se implementará el Plan de Cierre elaborado de acuerdo al artículo anterior, pudiendo convertirse en un espacio de uso público, con el consiguiente establecimiento de áreas verdes destinadas a zonas de esparcimiento para actividades deportivas, culturales, sociales y de recreación.

Artículo 47.- Clausura de una escombrera

Serán causales de clausura por parte del gobierno local competente las que se mencionan a continuación, sin perjuicio de las dispuestas en los respectivos reglamentos de aplicación de sanciones locales:

1. El incumplimiento de lo establecido en el presente Reglamento por parte del operador.
2. La infraestructura de residuos no cuenta con autorización de funcionamiento.
3. Otorgar a la escombrera un uso diferente al autorizado.
4. Realizar un manejo inadecuado de los residuos en las escombreras.

Artículo 48.- Disposición final de residuos no reaprovechables

Los excedentes de residuos no reaprovechables que resulten luego de realizado el proceso de segregación, reciclaje, selección y clasificación para efectos de reutilización, serán transportados a una escombrera autorizada por la municipalidad correspondiente para su disposición final sanitaria y ambientalmente adecuada.

Artículo 49.- Infraestructura y equipamiento

49.1 De acuerdo a sus competencias, los gobiernos locales promoverán la implementación de infraestructura y equipamiento para el manejo adecuado de residuos en su jurisdicción, en coordinación con la DIGESA y VIVIENDA.

49.2 Los gobiernos locales, en el marco de lo establecido en el presente Reglamento, podrán implementar sistemas de recojo de residuos provenientes de obras menores así como el equipamiento al que hace referencia el numeral 20.2 del artículo 20 del presente Reglamento.

TÍTULO V**MANEJO DE RESIDUOS SÓLIDOS PELIGROSOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEMOLICIÓN****Artículo 50.- Definición de residuos peligrosos**

Se consideran residuos peligrosos de la construcción y demolición, los generados en estos procesos y que presentan por lo menos una de las siguientes características: autocombustibilidad, explosividad, corrosividad, reactividad, toxicidad, radiactividad o patogenicidad, o que por el tratamiento o acabado al que son o van a ser sometidos, representan un riesgo significativo para la salud o el ambiente, en concordancia con el artículo 22 de la Ley General de Residuos Sólidos.

Artículo 51.- Lista de residuos peligrosos

51.1 Se consideran residuos peligrosos, a los que cumplen las características establecidas en el Anexo 3 del presente Reglamento, en concordancia con el Anexo 6 del Reglamento de la Ley.

51.2 Serán tratados como residuos peligrosos, los que presenten alguna característica indicada en el listado del Anexo 3.

51.3 En caso de no existir especificaciones técnicas para calificar a un residuo peligroso, se realizarán análisis validados internacionalmente, para clasificarlos y gestionarlos adecuadamente de acuerdo a sus características.

Capítulo I**Manejo de residuos sólidos peligrosos de la construcción y demolición****Artículo 52.- Procesos para el manejo de residuos peligrosos**

Los residuos peligrosos deben ser manejados a través de un sistema que incluya, según corresponda, las siguientes operaciones o procesos:

1. Minimización de residuos.
2. Segregación en la fuente.
3. Almacenamiento.
4. Recolección.
5. Transporte.
6. Transferencia.
7. Disposición final en rellenos de seguridad.

Artículo 53.- Manejo de residuos peligrosos

La Empresa o el titular encargado del manejo de residuos peligrosos deberá:

1. Adoptar medidas tendientes a minimizar la generación de residuos con características de peligrosidad desde su origen.
2. Segregar adecuadamente los residuos peligrosos en la fuente, para su posterior manejo sanitario y ambientalmente seguro y adecuado.
3. Almacenar los residuos peligrosos en recipientes que reúnan las condiciones de higiene y seguridad, hasta su evacuación para el tratamiento y disposición final, previstas en el artículo 40 del Reglamento de la Ley.
4. Transferir temporalmente los residuos peligrosos a una infraestructura adecuada para su posterior disposición final.
5. El generador de residuos peligrosos, deberá hacer uso de los servicios de las EPS-RS, debidamente autorizadas y registradas ante la DIGESA, para su disposición final.

Capítulo II**Tratamiento de material particulado proveniente de los residuos sólidos peligrosos de la construcción y demolición****Artículo 54.- Tratamiento del material particulado**

El material particulado generado en las excavaciones y durante la edificación de las actividades de la construcción, se debe tratar de la siguiente manera:

1. Todas aquellas fuentes que generen emisión de material particulado deben ser humedecidas y cubiertas.

2. Las construcciones, en especial durante las faenas de corte y pulido de materiales (concreto, ladrillo, madera u otros), así como la demolición de componentes de la obra, deben estar protegidas y aisladas de su entorno con coberturas apropiadas de tal forma que controlen y eviten la dispersión de emisiones de material particulado peligroso.

3. Mantener limpias las calles y aceras circundantes a la obra, previa humectación.

4. La eliminación de los residuos desde los pisos de edificios en altura, debe realizarse a través de alguna de las siguientes alternativas:

- a. Contenedores ubicados en cada piso del edificio.
- b. Un conducto cerrado, el que preferiblemente debe ser plástico, con buzones con tapa.
- c. Previamente a su manipulación, los residuos deben ser humectados y recibidos en contenedores o camiones para su posterior disposición final.

5. Para el caso de una demolición:

Las zonas a demoler del edificio serán humedecidas durante los días previos a la demolición.

Se instalarán cañerías perimetrales con aspersores que generarán una lluvia artificial alrededor del edificio apenas se haya demolido.

Artículo 55.- Retiro seguro de residuos peligrosos**55.1 Retiro seguro de asbesto**

Para garantizar el retiro seguro del asbesto, el generador en coordinación con los operadores deberá planificar de manera eficiente cada uno de los pasos a seguir para realizar el desmontaje, embalaje, transporte y disposición final, de acuerdo al Anexo 6 del presente Reglamento. Para el caso de obras menores, se deberán realizar los siguientes pasos:

a. Antes de iniciar los trabajos, se deberá presentar a la DIGESA y la municipalidad provincial para su aprobación conjunta, la sustentación de cómo se ha determinado la presencia de asbesto en el material constructivo a retirar y la necesidad ineludible de retirar este material, como parte de un Plan de Retiro Seguro de Asbesto que precise cada uno de los pasos a seguir para el ingreso, retiro, traslado y disposición final del material con el mínimo de riesgos para los trabajadores, usuarios y el ambiente.

b. Los trabajadores deberán utilizar los implementos de seguridad indicados en el Anexo 6.

c. El material a retirar debe ser humedecido permanentemente con un aspersor y cubrirlo, con alguna cobertura o material adhesivo antes de moverlo, o láminas de polietileno de alta densidad para evitar la dispersión de fibras al ambiente.

d. Toda la zona de trabajo y circundante, al menos en 10 metros y según la dirección del viento, será demarcada como peligrosa prohibiéndose el libre tránsito mientras se realicen los trabajos y deberá ser evacuada y señalizada con bandas amarillas de peligro hasta el término de los trabajos.

e. La zona intervenida podrá estar habilitada cuando se compruebe mediante análisis de fibras de asbesto en aire, que se están cumpliendo con los límites de exposición nacionales de 0.1 fibras/cc o la ausencia total de fibras de asbesto, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento sobre Valores Límite Permisibles para Agentes Químicos en el Ambiente de Trabajo, aprobado por Decreto Supremo N° 015-2005-SA.

f. En el desmontaje y traslado de los residuos que contengan asbesto se evitará la fricción, rotura o levantamiento de polvos acumulados en el material, colocándolos con sumo cuidado directamente en el vehículo de transporte donde permanecerán herméticamente aislados, hasta su disposición final en un relleno de seguridad debidamente autorizado.

g. Al término de los trabajos, la zona demarcada como peligrosa, el personal y equipos utilizados deberán ser limpiados con una aspiradora HEPA (High-Efficiency Particulate Air) con filtro absoluto.

h. Todos los implementos de seguridad indicados en el Anexo 6 serán incorporados para el transporte de los residuos peligrosos.

**ANEXO 16: PLANOS DE
ARQUITECTURA –
ELEVACIONES DE
VIVIENDA ECONÓMICA**

VIVIENDA 125.59 m²
ANÁLISIS DE ÁREAS

DIMENSION DE LOTE 5.00 x 15.00 = 75.000 m²
ANÁLISIS DE ÁREAS ÚTILES
PRIMERA PLANTA:

Sala Comedor	19.21 m ²
Cocina	8.74 m ²
Escaleras	4.81 m ²
Baño	3.23 m ²
Dormitorio y closet	6.27 m ²
Densidad de Muros y pasos	6.82 m ²
AREA TOTAL 1era. PLANTA:	49.48 m²

SEGUNDA PLANTA:

Hall y Sala TV	13.37 m ²
Dormitorio principal y closet	12.28 m ²
Baño 1 y 2	6.39 m ²
Dormitorio 2 y closet	6.27 m ²
Dormitorio 3 y closet	5.79 m ²
Densidad de Muros y pasos	5.52 m ²
Vacio Escalera	4.37 m ²
Balcon	1.64 m ²
AREA TOTAL 2 da. PLANTA:	55.63 m²

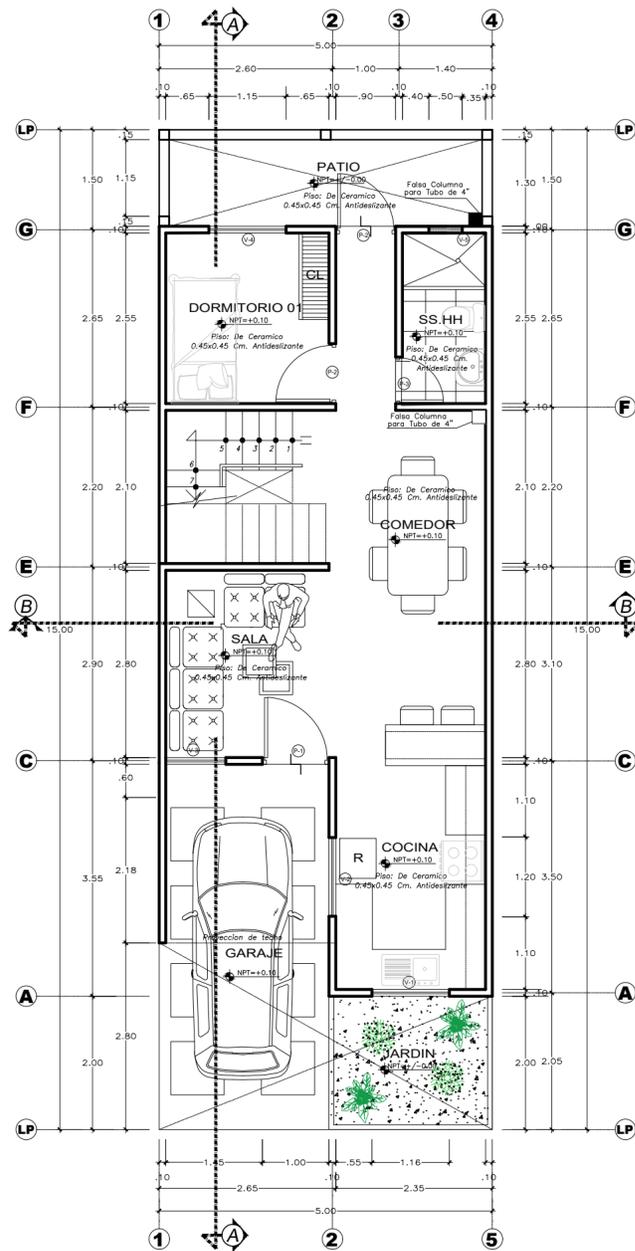
TERCERA PLANTA:

Hall	1.43 m ²
Dormitorio Servicio	6.26 m ²
Baño Servicio y lavandería	5.75 m ²
Densidad de Muros y pasos	2.49 m ²
Vacio Escalera	4.95 m ²
AREA TOTAL 2 da. PLANTA:	20.88 m²

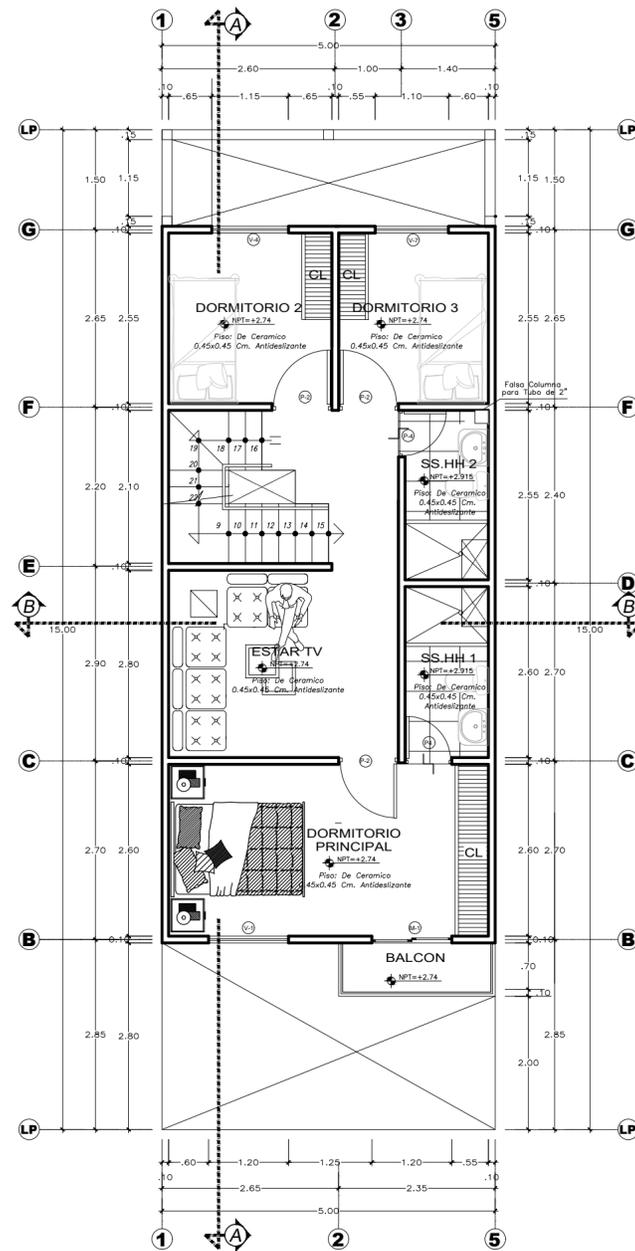
AREA TOTAL CONSTRUIDA = 125.59 m²

CUADRO GENERAL DE ÁREAS

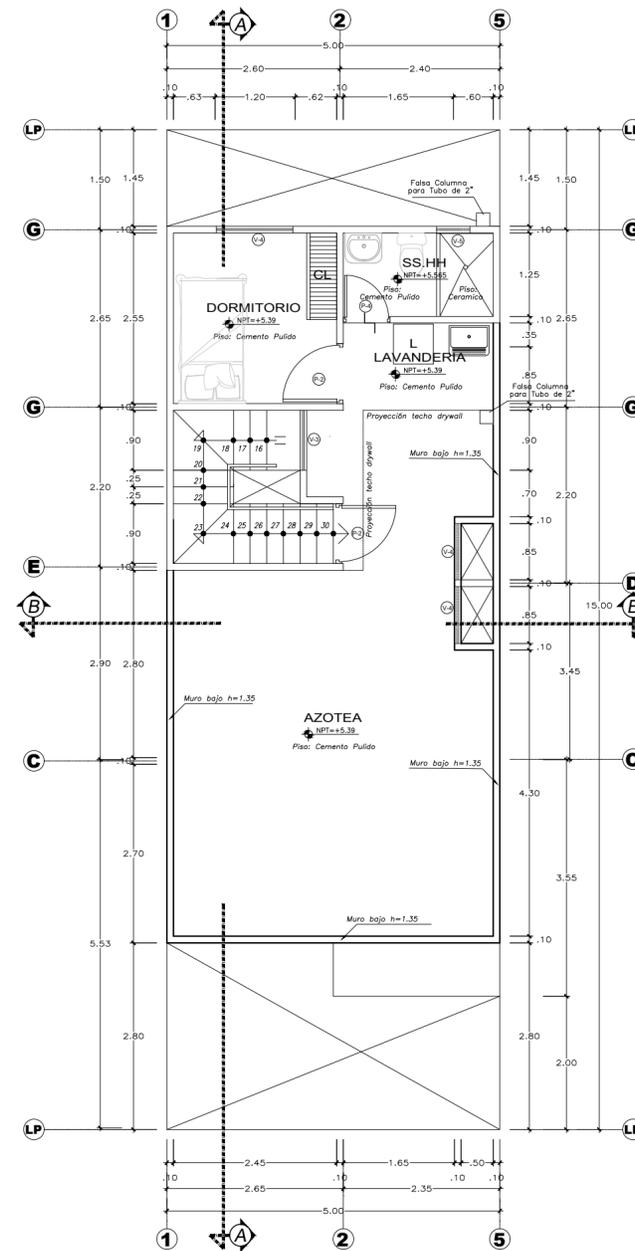
DIMENSION DE LOTE	5.00 x 15.00	= 75.00 m ²
AREA TOTAL CONSTRUIDA		125.59 m²
POBLACION A ALBERGAR		7 HABITANTES
NUMERO DE UNIDADES		1 VIVIENDA
ÁREAS EXTERIORES		
Jardín		4.90 m ²
Cochera		13.37 m ²
Patio		6.11 m ²
Densidad de Muros barda		1.04 m ²



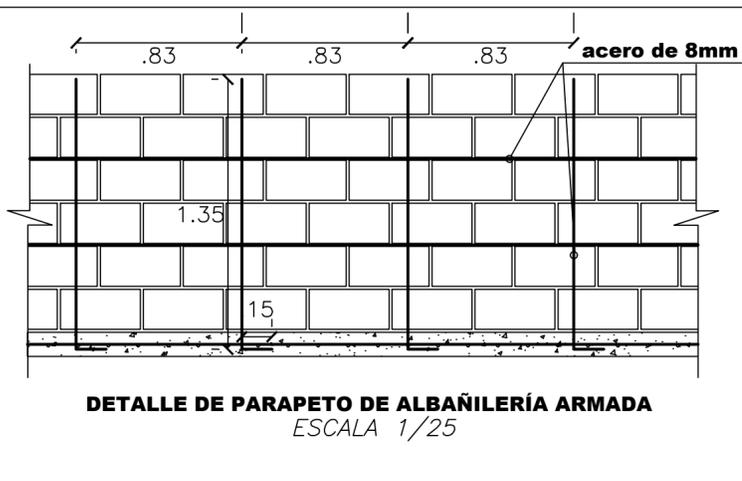
Planta: DISTRIBUCIÓN 1º PISO
ESCALA 1/75



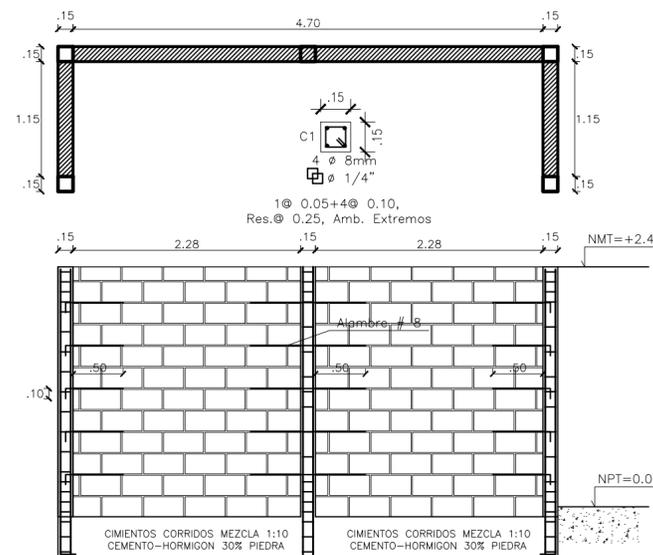
Planta: DISTRIBUCIÓN 2º PISO
ESCALA 1/75



Planta: DISTRIBUCIÓN 3º PISO
ESCALA 1/75



DETALLE DE PARAPETO DE ALBAÑILERÍA ARMADA
ESCALA 1/25



DETALLE DEL CERCO POSTERIOR DE ALBAÑILERÍA ARMADA
ESCALA 1/50

VENTANAS (DIMENSION DE VANOS)				
TIPO	MEDIDA	UBICACION	TIPO	CANTIDAD
V1	1.30 / 1.20	COCINA	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
V2	1.50 / 1.18	COCINA	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
V3	1.50 / 0.90	SALA Y ESCALERA	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	2
V4	1.50 / 1.15	DORMITORIO SERVICIO DORMITORIO 1, 2, 3	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	4
V5	0.60 / 0.50	BAÑO PRIMER PISO BAÑO DE SERVICIO	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
V6	1.50 / 1.20	DORMITORIO PRINCIPAL	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
V7	1.50 / 1.10	DORMITORIO 3	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
M1	1.50 / 1.20	DORMITORIO PRINCIPAL	SERIE 20 Marco Aluminio Vidrio incoloro 8 mm	1

PUERTAS				
TIPO	MEDIDA	UBICACION	TIPO	CANTIDAD
P1	2.50 / 1.00	ACCESO PPAL.	Maciza	1
P2	2.40 / 0.90	DORMITORIO SERVICIO DORMITORIO 1, 2, 3 DORMITORIO PRINCIPAL ESCALERA, PATIO	Contraplacada	7
P3	2.50 / 0.70	BAÑO 1er Piso	Contraplacada	1
P4	2.25 / 0.70	BAÑO 2do y 3er Piso	Contraplacada	3

<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA</p> <p>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL CHIMBOTE</p>	Tesis: Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote, 2017	Nº de Lámina	
	Ubicación: Nuevo Chimbote, Santa, Ancash	TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL	A-01
	Plano: PLANO DE DISTRIBUCIÓN		
Autor: LARA FERNÁNDEZ MANUEL	METODOLÓGICO: MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°:115800 TEMÁTICO: MG. GONZALO HUGO DÍAZ GARCÍA, CIP. N°:134596	Fecha: Nov - 2017	

VIVIENDA 125.59 m²
ANALISIS DE AREAS

DIMENSION DE LOTE 5.00 x 15.00 75.000 m²
ANALISIS DE AREAS UTILES
PRIMERA PLANTA:

Sala Comedor	19.21 m ²
Cocina	8.74 m ²
Escaleras	4.81 m ²
Baño	3.23 m ²
Dormitorio y closet	6.27 m ²
Densidad de Muros y pasos	6.82 m ²
AREA TOTAL 1era. PLANTA:	49.48 m²

SEGUNDA PLANTA:

Hall y Sala TV	13.37 m ²
Dormitorio principal y closet	12.28 m ²
Baño 1 y 2	6.39 m ²
Dormitorio 2 y closet	6.27 m ²
Dormitorio 3 y closet	5.79 m ²
Densidad de Muros y pasos	5.52 m ²
Vacio Escalera	4.37 m ²
Balcon	1.64 m ²
AREA TOTAL 2 da. PLANTA:	55.63 m²

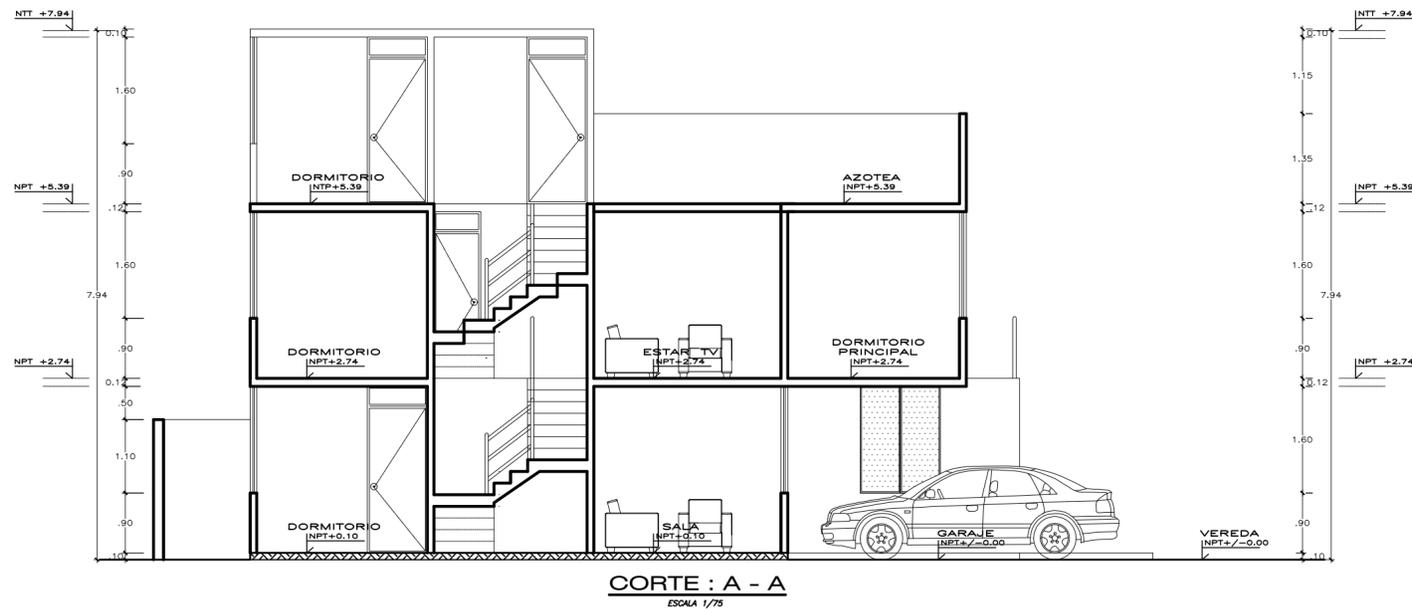
TERCERA PLANTA:

Hall	1.43 m ²
Dormitorio Servicio	6.26 m ²
Baño Servicio y lavandería	5.75 m ²
Densidad de Muros y pasos	2.49 m ²
Vacio Escalera	4.95 m ²
AREA TOTAL 2 da. PLANTA:	20.88 m²

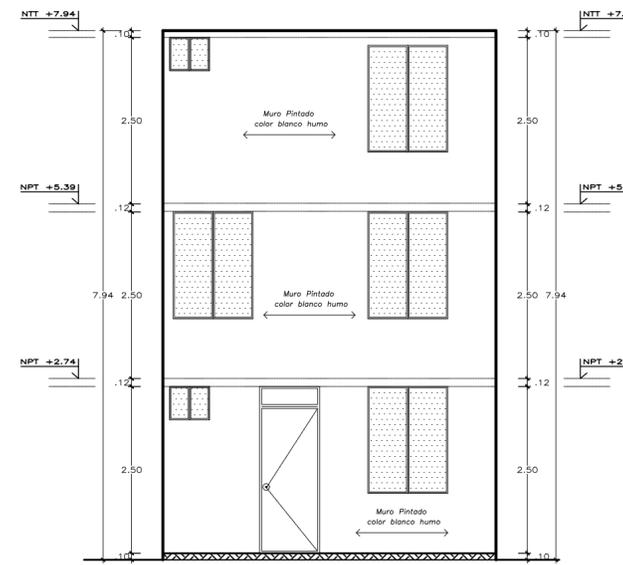
AREA TOTAL CONSTRUIDA 125.59 m²

CUADRO GENERAL DE AREAS

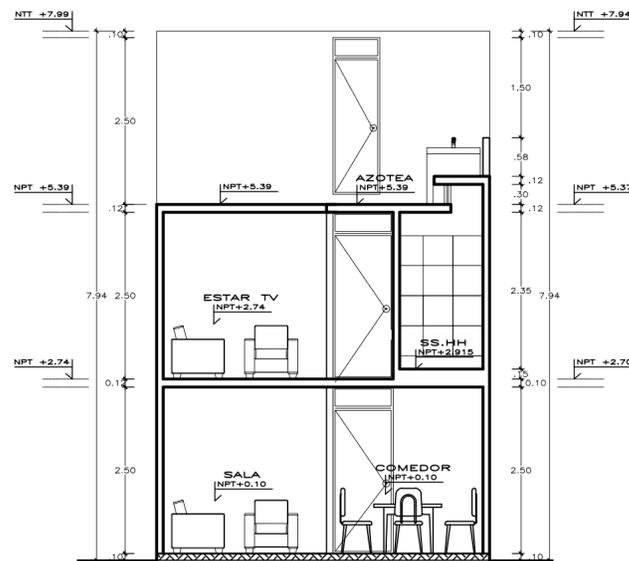
DIMENSION DE LOTE	5.00 x 15.00	75.00 m ²
AREA TOTAL CONSTRUIDA		125.59 m ²
POBLACION A ALBERGAR		7 HABITANTES
NUMERO DE UNIDADES		1 VIVIENDA
AREAS EXTERIORES		
Jardin		4.90 m ²
Cochera		13.37 m ²
Patio		6.11 m ²
Densidad de Muros barda		1.04 m ²



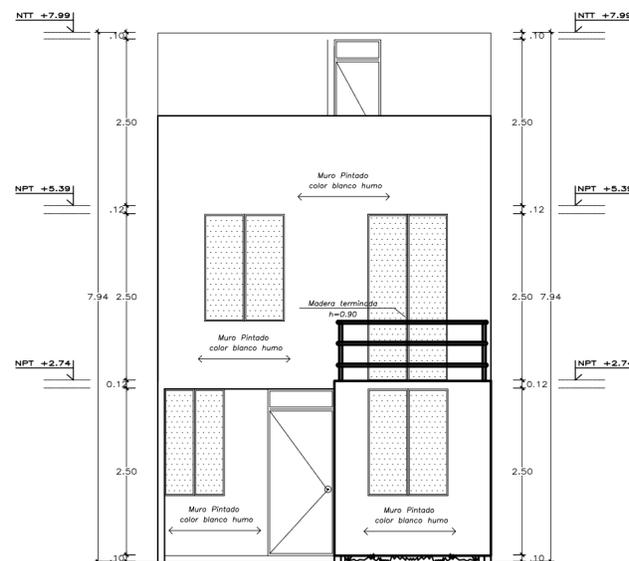
CORTE : A - A
ESCALA 1/75



ELEVACION POSTERIOR
ESCALA 1/75



CORTE : B - B
ESCALA 1/75



ELEVACION PRINCIPAL
ESCALA 1/75

VENTANAS (DIMENSION DE VANOS)				
TIPO	MEDIDA	UBICACION	TIPO	CANTIDAD
V1	1.30 1.20	COCINA	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
V2	1.50 1.18	COCINA	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
V3	1.50 0.90	SALA Y ESCALERA	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	2
V4	1.50 1.15	DORMITORIO SERVICIO DORMITORIO 1, 2, 3	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	4
V5	0.60 0.50	BAÑO PRIMER PISO BAÑO DE SERVICIO	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
V6	1.50 1.20	DORMITORIO PRINCIPAL	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
V7	1.50 1.10	DORMITORIO 3	Sistema Directo Vidrio incoloro 6 mm	1
M1	1.50 1.20	DORMITORIO PRINCIPAL	SERIE 20 Marco Aluminio Vidrio incoloro 8 mm	1

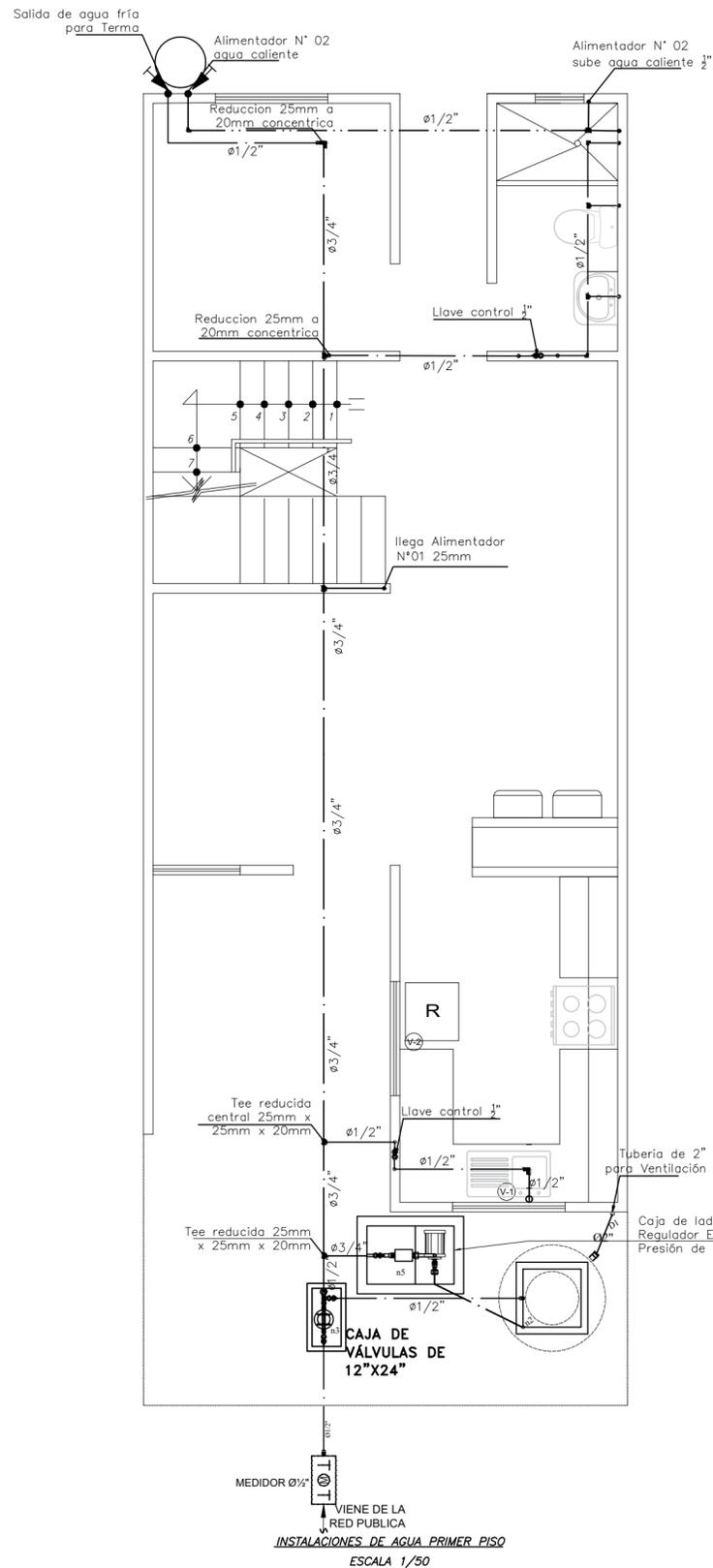
PUERTAS				
TIPO	MEDIDA	UBICACION	TIPO	CANTIDAD
P1	1.00 2.50	ACCESO PPAL.	Maciza	1
P2	0.90 2.40	DORMITORIO SERVICIO DORMITORIO 1, 2, 3 DORMITORIO PRINCIPAL ESCALERA, PATIO	Contraplacada	7
P3	0.70 2.50	BAÑO 1er Piso	Contraplacada	1
P4	0.70 2.25	BAÑO 2do Y 3er Piso	Contraplacada	3



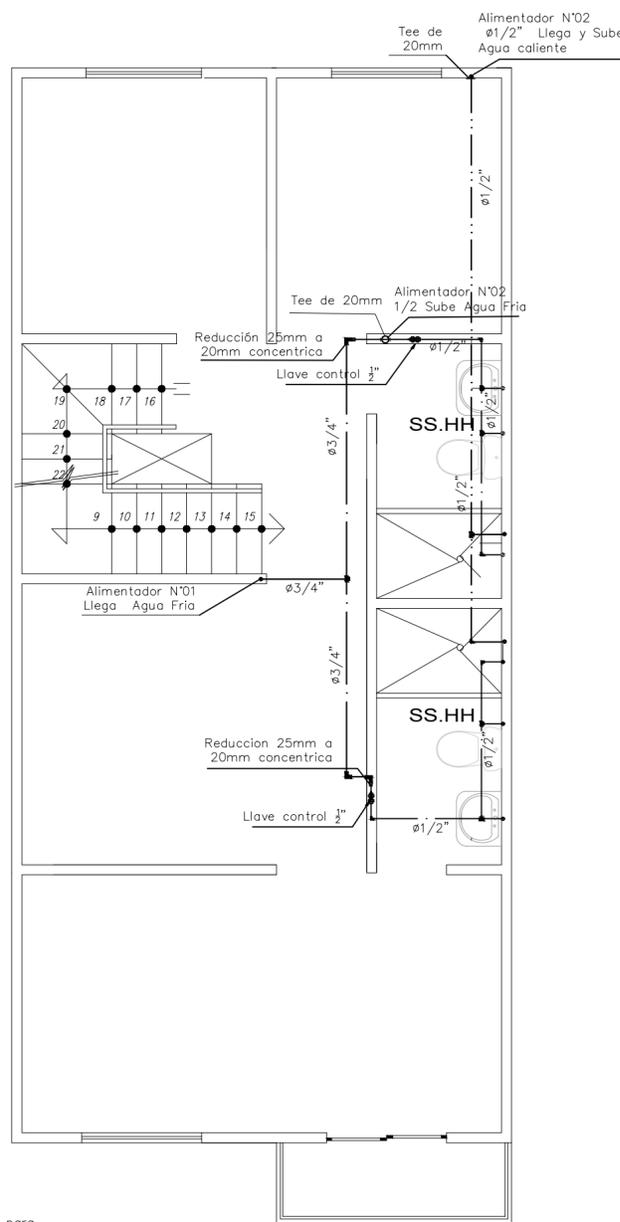
Tesis: Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote, 2017
Ubicación: Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
Plano: PLANOS DE ELEVACIONES
Autor: LARA FERNANDEZ MANUEL
METODOLOGO: MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°:115800
TEMATICO: MG. GONZALO HUGO DIAZ GARCIA, CIP. N°:134596

N° de Lámina
A-02
Escala: 1 : 75
Fecha: Nov - 2017

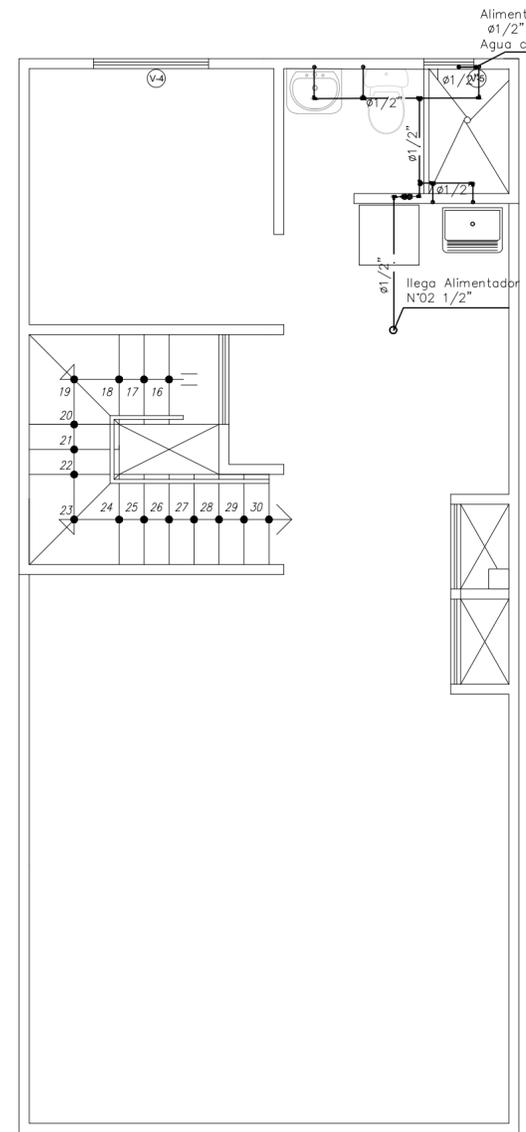
**ANEXO 17: PLANOS DE
INSTALACIONES
SANITARIAS DE
VIVIENDA ECONÓMICA**



INSTALACIONES DE AGUA PRIMER PISO
ESCALA 1/50



INSTALACIONES DE AGUA SEGUNDO PISO
ESCALA 1/50



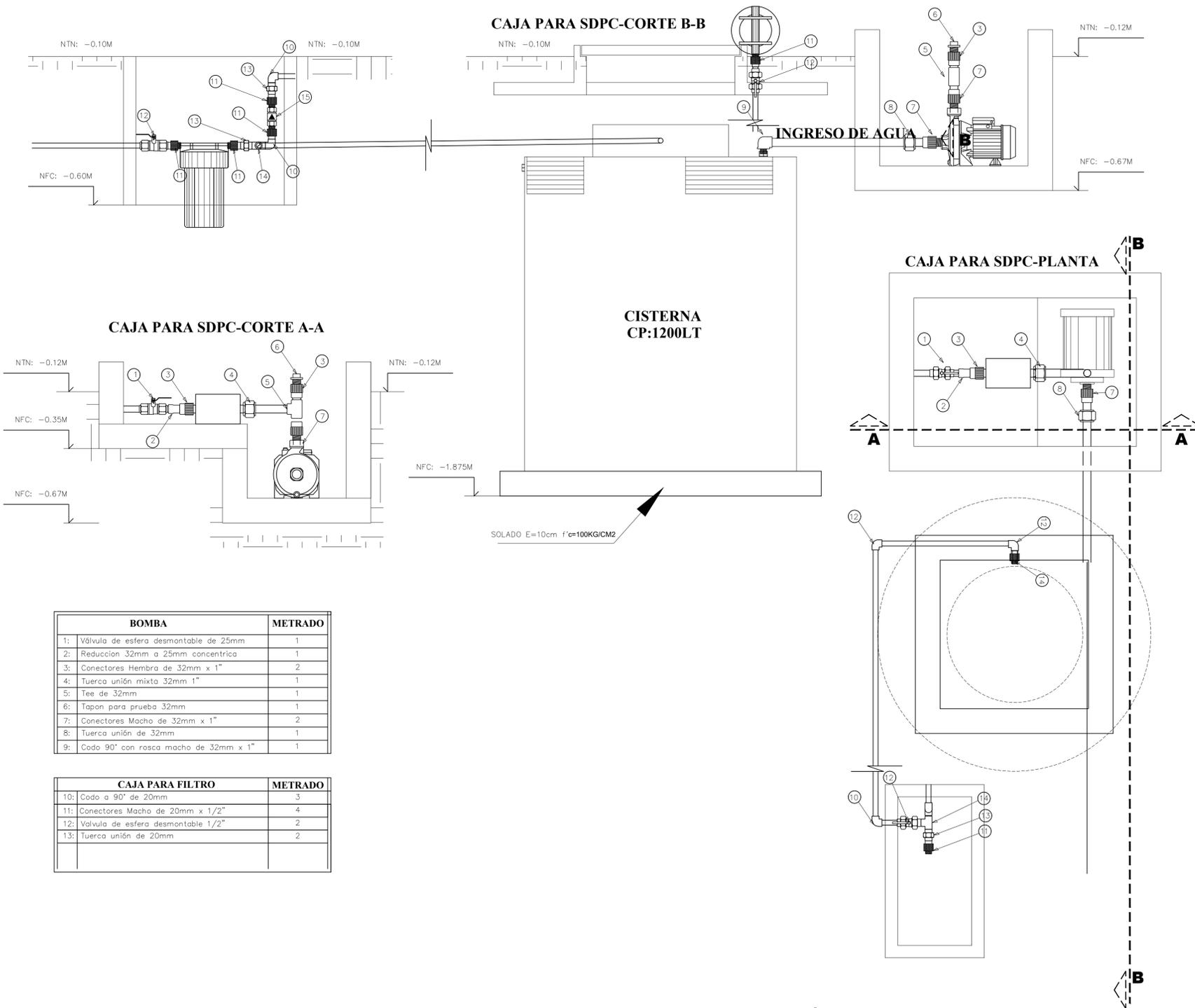
INSTALACIONES DE AGUA TERCER PISO
ESCALA 1/50

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	MEDIDOR DE AGUA
	TUBERIA DE AGUA FRIA
	TUBERIA DE AGUA CALIENTE
	CRUCE DE TUBERIAS SIN CONEXION
	CODO 90°
	CODO 90° SUBE
	CODO 90° BAJA
	TEE
	T CON SUBIDA
	T CON BAJADA
	UNION UNIVERSAL
	Válvula de interrupción Tipo Compuerta en muro, en caja liponicho (25 x .15) entre uniones universales, horizontalmente
	VALVULA DE RETENCION (CHECK)
	REDUCCION CONCÉNTRICA

ESPECIFICACIONES TECNICAS-AGUA

- LA RED INTERIOR DE AGUA SERA DE PP-R PARA AGUA FRIA Y CALIENTE
- LAS VÁLVULAS DE COMPUERTA SERÁN DE BRONCE TIPO CRANE PRESION 125 lb/pulg²
- LAS PRUEBAS SE PROCEDERAN CON LA AYUDA DE UNA BOMBA DE MANO HASTA LOGRAR UNA PRESION DE 12 lbs/pulg² DURANTE 90 MINUTOS.
- LAS TUBERIAS DE AGUA SERÁN DE CLASE 16 PP-R Y SELLADO MEDIANTE TERMOFUSION

<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE</p>	<p>Tesis: Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote,2017</p>	N° de Lámina
	<p>Ubicación: Nuevo Chimbote, Santa, Ancash</p>	<p>IS-01</p>
	<p>Plano: INSTALACIONES SANITARIAS - AGUA</p>	
	<p>Autor: LARA FERNÁNDEZ MANUEL</p>	<p>METODOLOGO: MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°:115800 TEMÁTICO MG. GONZALO HUGO DÍAZ GARCÍA, CIP. N°:134596</p>



BOMBA	METRADO
1: Válvula de esfera desmontable de 25mm	1
2: Reducción 32mm a 25mm concéntrica	1
3: Conectores Hembra de 32mm x 1"	2
4: Tuercas unión mixta 32mm x 1"	1
5: Tee de 32mm	1
6: Tapon para prueba 32mm	1
7: Conectores Macho de 32mm x 1"	2
8: Tuercas unión de 32mm	1
9: Codo 90° con rosca macho de 32mm x 1"	1

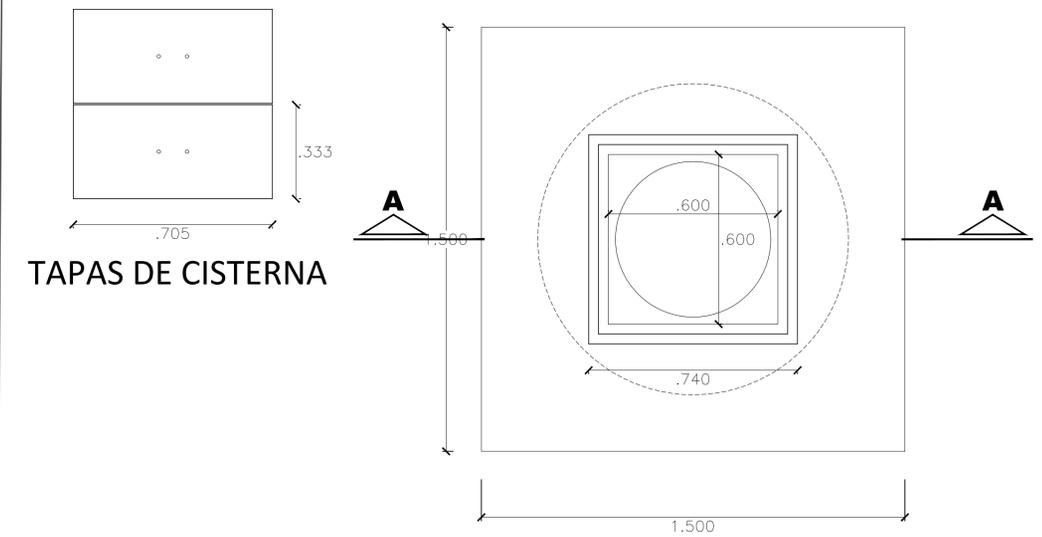
CAJA PARA FILTRO	METRADO
10: Codo a 90° de 20mm	3
11: Conectores Macho de 20mm x 1/2"	4
12: Válvula de esfera desmontable 1/2"	2
13: Tuercas unión de 20mm	2

DETALLE DEL SISTEMA DE PRESIÓN CONSTANTE

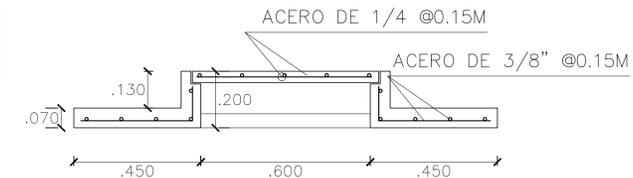
ESCALA 1/10

DETALLE DE LOSA SUPERIOR DE CISTERNA

ESCALA 1/25



TAPAS DE CISTERNA



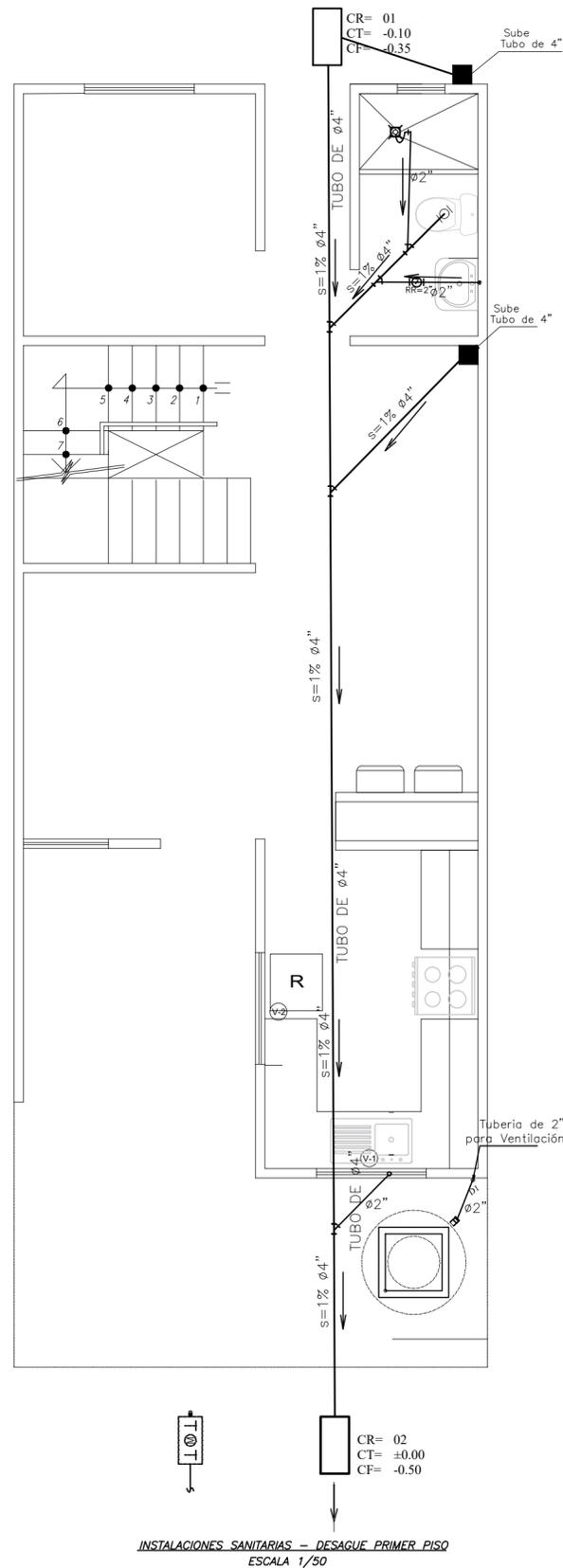
CORTE A-A

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	MEDIDOR DE AGUA
	TUBERIA DE AGUA FRIA
	TUBERIA DE AGUA CALIENTE
	CRUCE DE TUBERIAS SIN CONEXION
	CODO 90°
	CODO 90° SUBE
	CODO 90° BAJA
	TEE
	T CON SUBIDA
	T CON BAJADA
	UNION UNIVERSAL
	Válvula de interrupción Tipo Compuerta en muro, en caja tiponicho (.25 x .15) entre uniones universales, horizontalmente
	VALVULA DE RETENCION (CHECK)
	REDUCCION CONCENTRICA

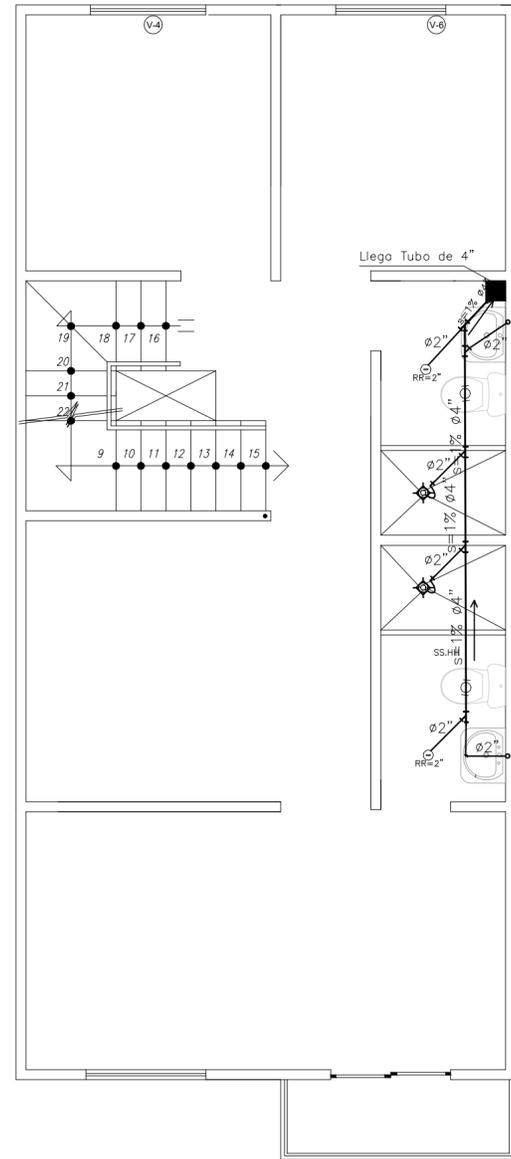
ESPECIFICACIONES TECNICAS-AGUA

- LA RED INTERIOR DE AGUA SERA DE PP-R PARA AGUA FRIA Y CALIENTE
- LAS VALVULAS DE COMPUERTA SERAN DE BRONCE TIPO CRANE PRESION 125 lb/pulg2
- LAS PRUEBAS SE PROCEDERAN CON LA AYUDA DE UNA BOMBA DE MANO HASTA LOGRAR UNA PRESION DE 12 lbs/pulg2 DURANTE 90 MINUTOS.
- LAS TUBERIAS DE AGUA SERAN DE CLASE 16 PP-R Y SELLADO MEDIANTE TERMOFUSION

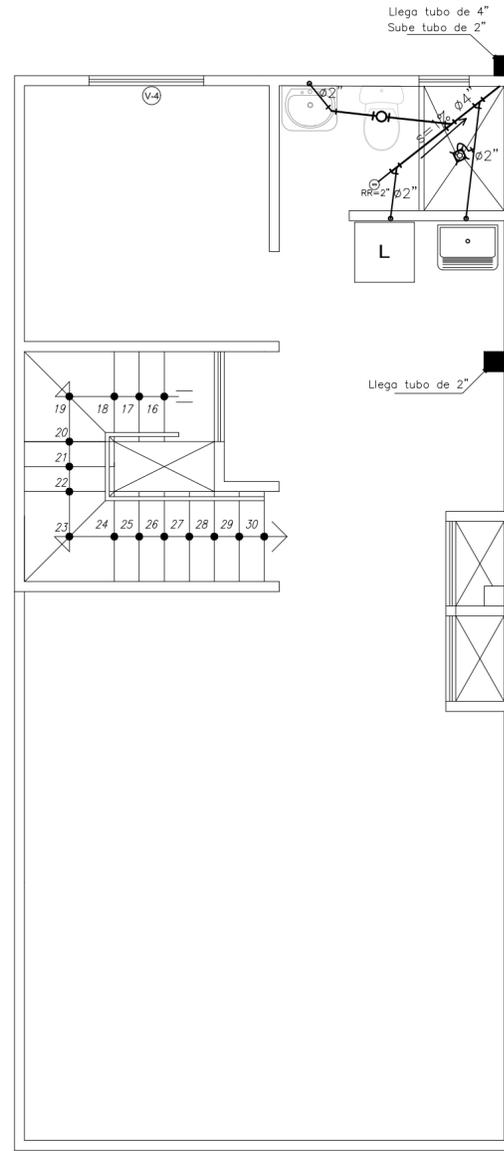
<p>UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE</p>	Tesis: Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote 2017	Nº de Lámina IS-02
	Ubicación: Nuevo Chimbote, Santa, Ancash	
	Plano: SISTEMA DE PRESIÓN CONSTANTE	
	Autor: LARA FERNANDEZ MANUEL	METODOLOGIA: MSc. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N° 115800 TEMÁTICO: MSc. GONZALO HUGO DIAZ GARCIA, CIP. N° 134696



INSTALACIONES SANITARIAS - DESAGUE PRIMER PISO
ESCALA 1/50



INSTALACIONES SANITARIAS - DESAGUE SEGUNDO PISO
ESCALA 1/50



INSTALACIONES SANITARIAS - DESAGUE TERCER PISO
ESCALA 1/50

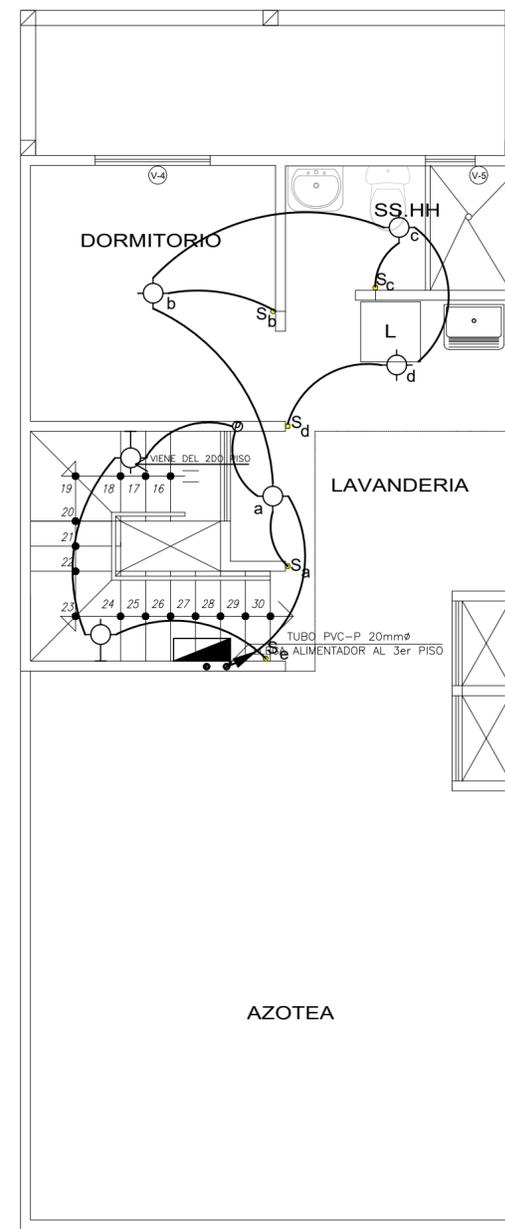
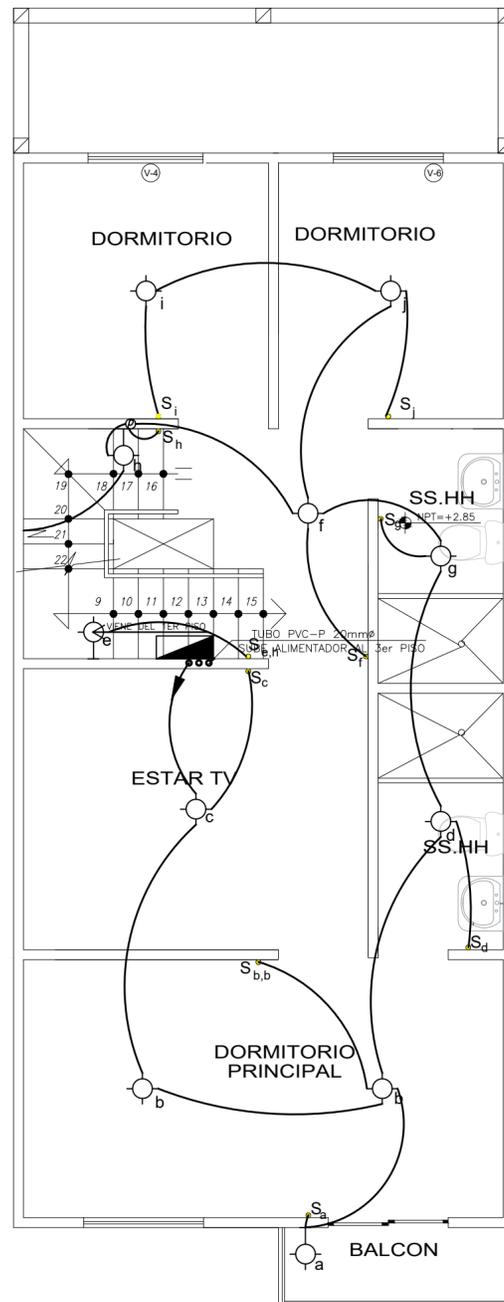
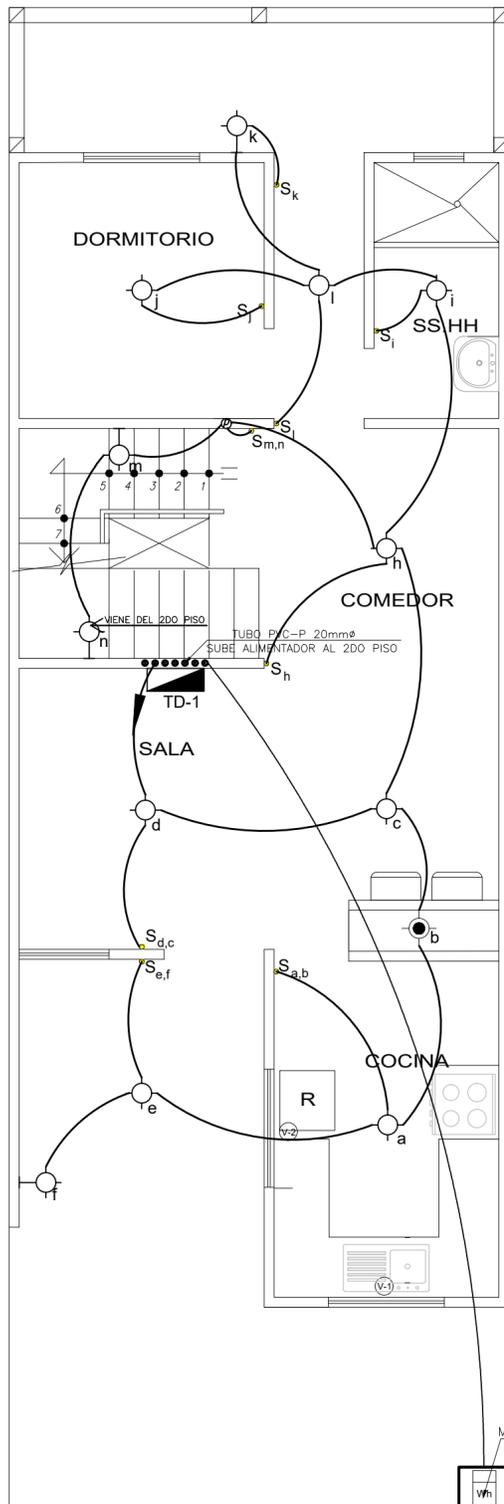
LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUBERIA DE DESAGUE PP-R 4"
	TUBERIA DE DESAGUE PP-R 2"
	CODO 45°
	T SANITARIA
	Y SIMPLE
	REDUCCION
	SENTIDO DEL FLUJO
	TRAMPA "P"
	TERMINAL DE VENTILACION EN TECHO
	REGISTRO ROSCADO EN PISO
	SUMIDERO EN PISO
	CAJA CIEGA DE REGISTRO
	CAJA DE REGISTRO

**ESPECIFICACIONES TECNICAS
DESAGUE**

- LAS TUBERIAS Y ACCESORIOS PARA DESAGUE Y VENTILACION SERAN DE PP-R CON UNIONES EMBONADAS CON LUBRICANTE, LA PENDIENTE SERA 1.0% PARA TUB. Ø4" Y 1.5% PARA TUB. Ø2", SALVO OTRA INDICACION QUE SE MUESTRE EN LA LAMINA.
- LAS CAJAS DE REGISTRO SERAN DE CONCRETO, ENLUCIDO INTERIORMENTE CON MORTERO 1:1 CON MARCO Y TAPA DE CONCRETO ARMADO.
- LOS REGISTROS SERAN DE BRONCE, CON TAPA ROSCA HERMETICA, INSTALADOS AL RAS DE LOS PISOS ACABADOS.
- LAS TUBERIAS DE VENTILACION DEBE LLEGAR HASTA EL TECHO, PROLONGANDOSE 0.30m SOBRE EL NIVEL DE LA COBERTURA, REMATANDO EN UN SOMBRERO DE VENTILACION.
- LAS PRUEBAS DE LAS TUBERIAS DE DESAGUE CONSISTIRAN EN LLENAR DE AGUA LAS TUBERIAS, DESPUES DE HABER TAPONADO LAS SALIDAS BAJAS, DEBIENDO PERMANECER LLENAS SIN PRESENTAR FUGAS, POR LO MENOS 24 HORAS.

<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA</p> <p>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL CHIMBOTE</p>	<p>Tesis: Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote, 2017</p>	N° de Lámina
	<p>Ubicación: Nuevo Chimbote, Santa, Ancash</p>	<p>IS-03</p>
	<p>Plano: INSTALACIONES SANITARIAS - DESAGUE</p>	
	<p>Autor: LARA FERNÁNDEZ MANUEL</p>	<p>METODOLÓGICO: MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°:115800</p> <p>TEMÁTICO: MG. GONZALO HUGO DÍAZ GARCÍA, CIP. N°:134596</p>

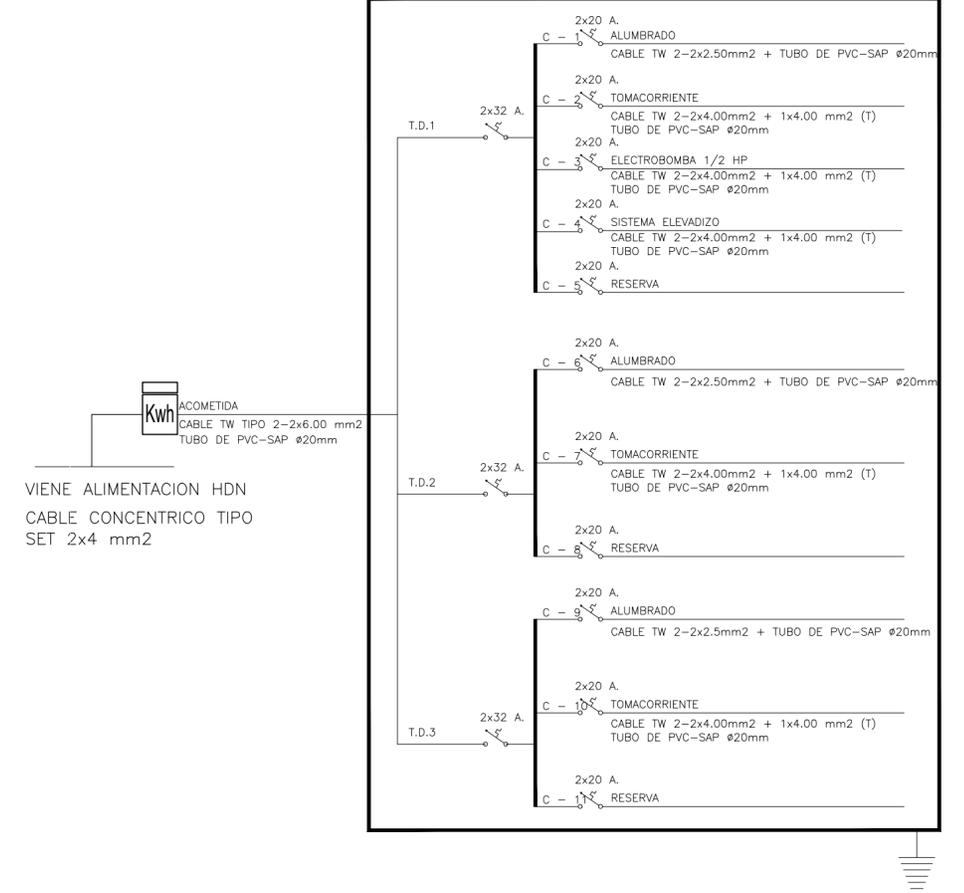
**ANEXO 18: PLANOS DE
INSTALACIONES
ELÉCTRICAS VIVIENDA
ECONÓMICA**



LEYENDA

SIMBOLO	DESCRIPCION	CAJAS (mm.)	ALTURA AL EJE (mts. S.N.P.T.)
	TABLERO ELECTRICO EMPOTRADO EN PARED		1.80 N.P.T.
	SALIDA PARA ALUMBRADO EN EL TECHO	OCT. 100x40	TECHO
	SALIDA PARA ALUMBRADO EN LA PARED (FOCO 18W)	OCT. 100x40	2,20
	SALIDA PARA SPOT DICROICO DE 8W, 220V.	ESPECIAL	TECHO
	SALIDA PARA ILUMINACION BAJO MUEBLE ALTO.	SIN CAJA	1.50
	INTERRUPTOR UNIPOLARES DE 1, 2 Y 3 TIEMPOS	100x55x50	1,40
	INTERRUPTOR DE CONMUTACION (3 VIAS) DE 1 TIEMPO	100x55x50	1,40
	INTERRUPTOR DOBLE UN DADO DE CONMUTACION MAS UN DADO UNIPOLAR	CDA. 100x40 TAPA UN GANG	1,40
	DUCTO EMPOTRADO POR PARED O TECHO		
	CANALETA DENTRO DEL MUEBLE PARA ILUMINACION DE 10x20mm SALVO OTRA INDICACION		
	DUCTOS EMPOTRADO EN PISO Y PARED PARA ALIMENTADOR DE TABLEROS DE Ø20mmPVC-P SALVO OTRA ESPECIFICACION EN EL PLANO		

DIAGRAMA UNIFILAR



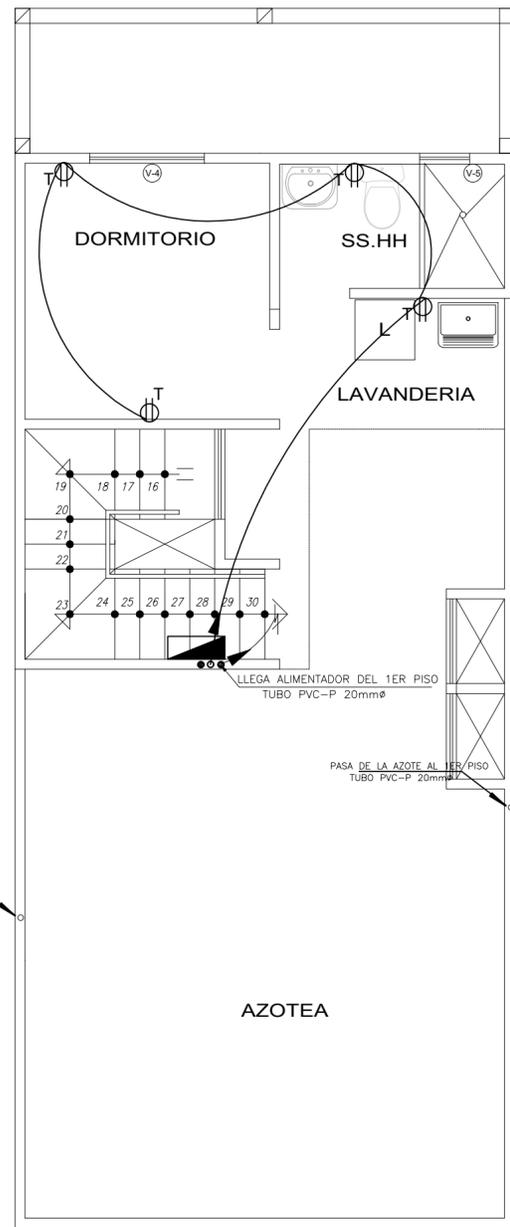
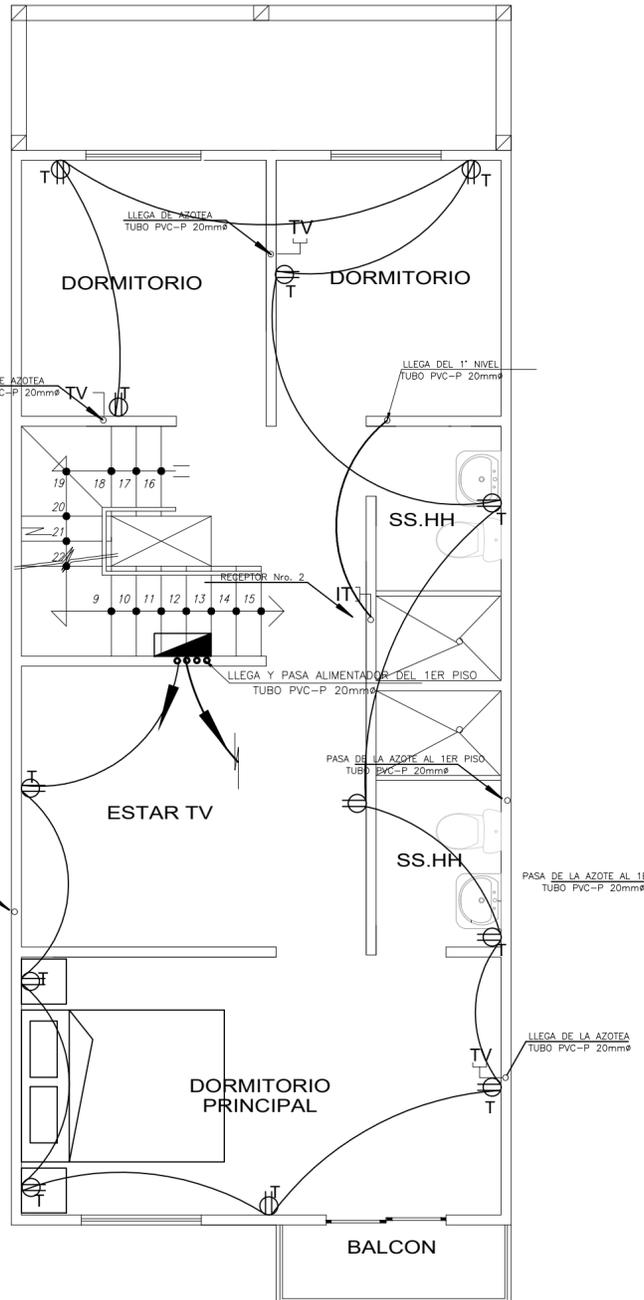
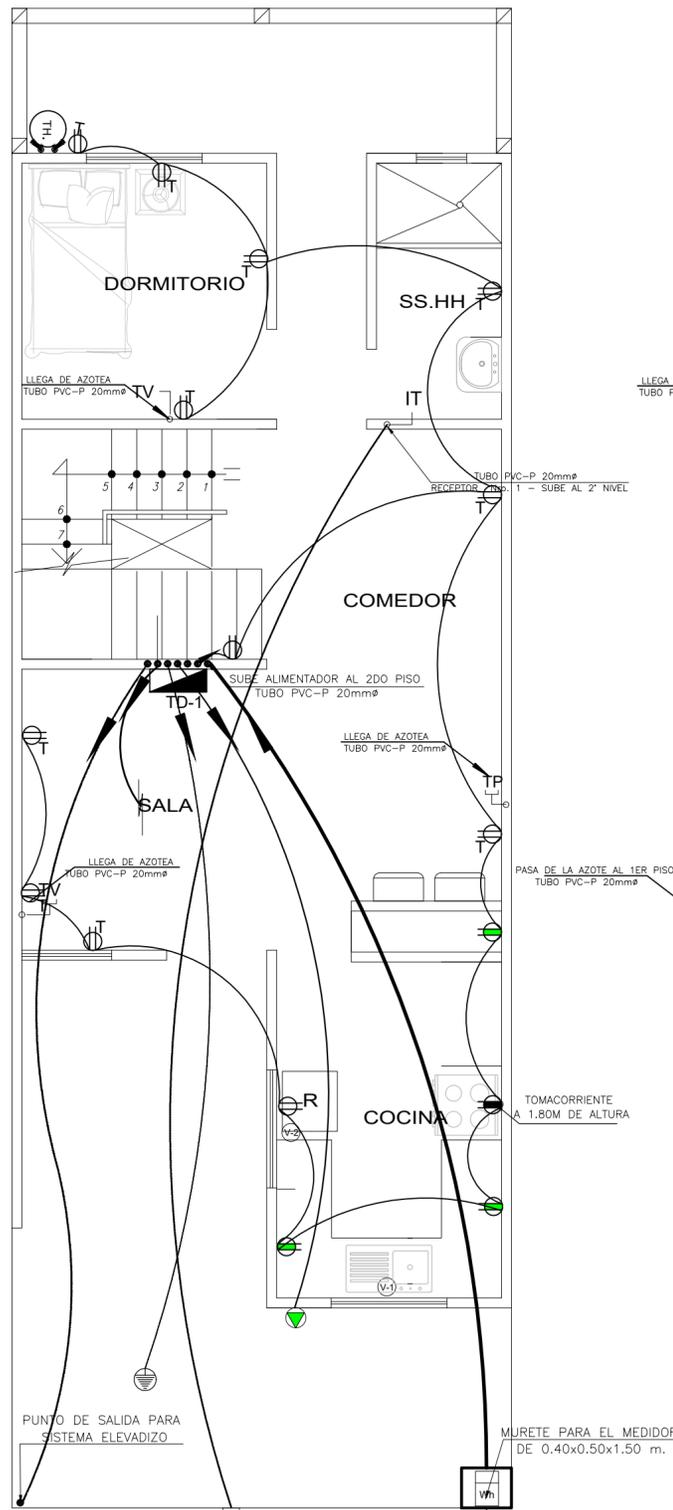
INSTALACIONES ELECTRICAS SEGUNDO PISO
ESCALA 1/50

INSTALACIONES ELECTRICAS TERCER PISO
ESCALA 1/50

VIENE DE LA EMPRESA CONSESIONARIA HIDRANDINA S.A

MURETE PARA EL MEDIDOR DE 0.40x0.50x1.50 m.

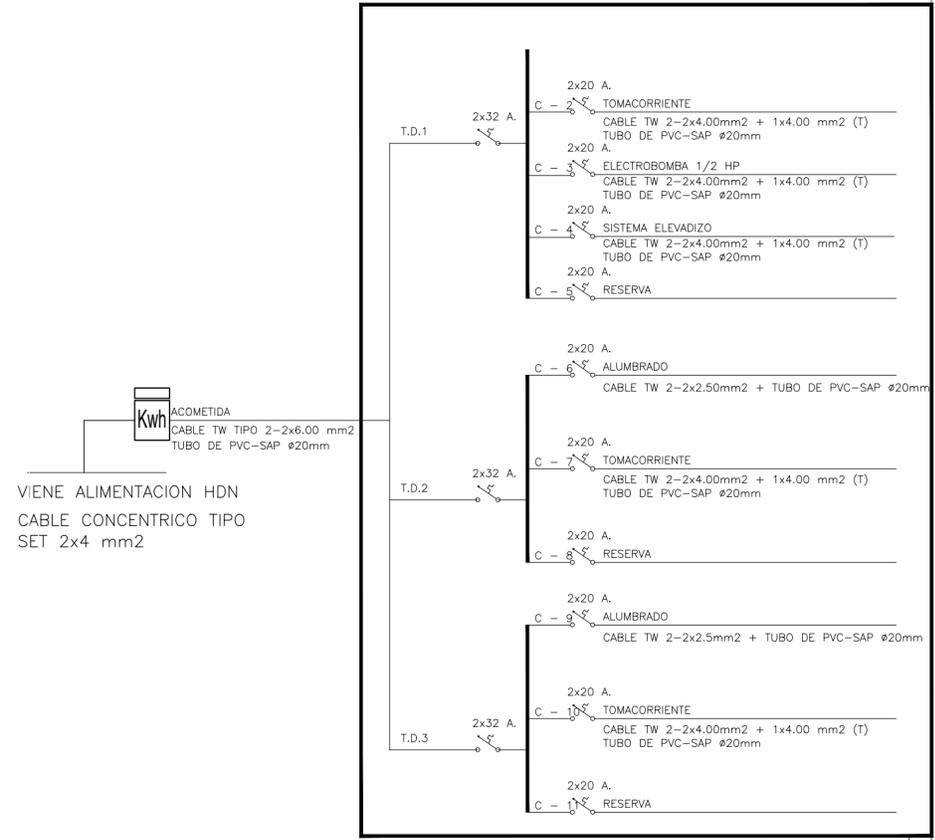
<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA</p> <p>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL CHIMBOTE</p>	Tesis:	Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote,2017	Nº de Lámina	IE-01	
	Ubicación:	Nuevo Chimbote, Santa, Ancash			
	Plano:	TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL		Escala:	1 : 50
	Autor:	LARA FERNÁNDEZ MANUEL	METODOLOGO: MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°:115800 TEMÁTICO MG. GONZALO HUGO DÍAZ GARCÍA, CIP. N°:134596	Fecha:	Nov - 2017



LEYENDA

SIMBOLO	DESCRIPCION	CAJA MM.	ALTURA M.
	TABLERO ELECTRICO SISTEMA NORMAL		1.80 N.P.T.
	TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE CON LINEA A TIERRA 15A-220V	C. R. 100x55x55	0.40 N.P.T.
	TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE CON LINEA A TIERRA 15A-220V	C. R. 100x55x55	1.20 N.P.T.
	TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE CON LINEA A TIERRA 15A-220V	C. R. 100x55x55	1.80 N.P.T.
	TOMAC. BIPOLAR DOBLE A PRUEBA DE AGUA C/LINEA A TIERRA 15A-220V	C. R. 100x55x55	1.20 N.P.T.
	PUNTO DE FUERZA PARA LA ELECTROBOMBA	C. R. 100x55x55	1.00 N.P.T.
	POZO DE TIERRA (VER DETALLE)		
	DUCTOS EMPOTRADO EN PISO PARA ALIMENTADORES DE TABLEROS DE #20mmPVC-P SALVO OTRA ESPECIFICACION EN EL PLANO		
	DUCTOS EMPOTRADO EN PISO #20mmPVC-P CON DOS LINEAS Y TIERRA DEL SISTEMA NORMAL		
	DUCTOS EMPOTRADO EN PARED O TECHO #20mmPVC-P CON DOS LINEAS Y TIERRA; DEL SISTEMA NORMAL		
	DUCTOS EMPOTRADO EN PISO Y PARED PARA ALIMENTADORES DE BOMBA 1/2HP DE #20mmPVC-P SALVO OTRA ESPECIFICACION EN EL PLANO		
	DUCTOS EMPOTRADO EN PISO Y PARED PARA LINEA A TIERRA		

DIAGRAMA UNIFILAR



VIENE DE LA EMPRESA CONSECONARIA HIDRANDINA S.A.

LEYENDA

SIMBOLO	DESCRIPCION	CAJA MM.	ALTURA M.
	SALIDA PARA INTERCOMUNICADOR	RECTANG. 100x55x50	1.20
	SALIDA PARA TELEFONO	RECTANG. 100x55x50	0.30
	SALIDA PARA TV/CABLE	RECTANG. 100x55x50	1.30
	SALIDA PARA INTERCOMUNICADOR	RECTANG. 100x55x50	0.30
	CAJA DE PASE PARA INTERCOMUNICADOR	CUADRADA 100x100x50	0.20 DEL TECHO
	CAJA DE PASE PARA TV/CABLE	CUADRADA 100x100x50	0.20 DEL TECHO
	CAJA DE PASE PARA TELEFONO	CUADRADA 100x100x50	0.20 DEL TECHO
	DUCTO PARA INTERCOMUNICADOR 20mm# PVC-P EMPOTRADO EN PISO, PARED O TECHO, SALVO OTRA INDICACION		
	DUCTO PARA TV/CABLE 20mm# PVC-P EMPOTRADO EN PISO, PARED O TECHO, SALVO OTRA INDICACION		
	DUCTO PARA TELEFONO 20mm# PVC-P EMPOTRADO EN PISO, PARED O TECHO, SALVO OTRA INDICACION		

<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA</p> <p>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL CHIMBOTE</p>	Tesis:	Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote,2017	N° de Lámina	IE-02	
	Ubicación:	Nuevo Chimbote, Santa, Ancash			
	Plano:	INSTALACIONES ELÉCTRICAS - TOMACORRIENTES, TV, TELEFONO, ITCOMUNICADOR		Escala:	1 : 50
	Autor:	LARA FERNÁNDEZ MANUEL	METODOLOGO: MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°:115800 TEMÁTICO MG. GONZALO HUGO DÍAZ GARCÍA, CIP. N°:134596	Fecha:	Nov - 2017

**ANEXO 19: PLANOS DE
ESTRUCTURAS
VIVIENDA ECONÓMICA**

ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO ARMADO

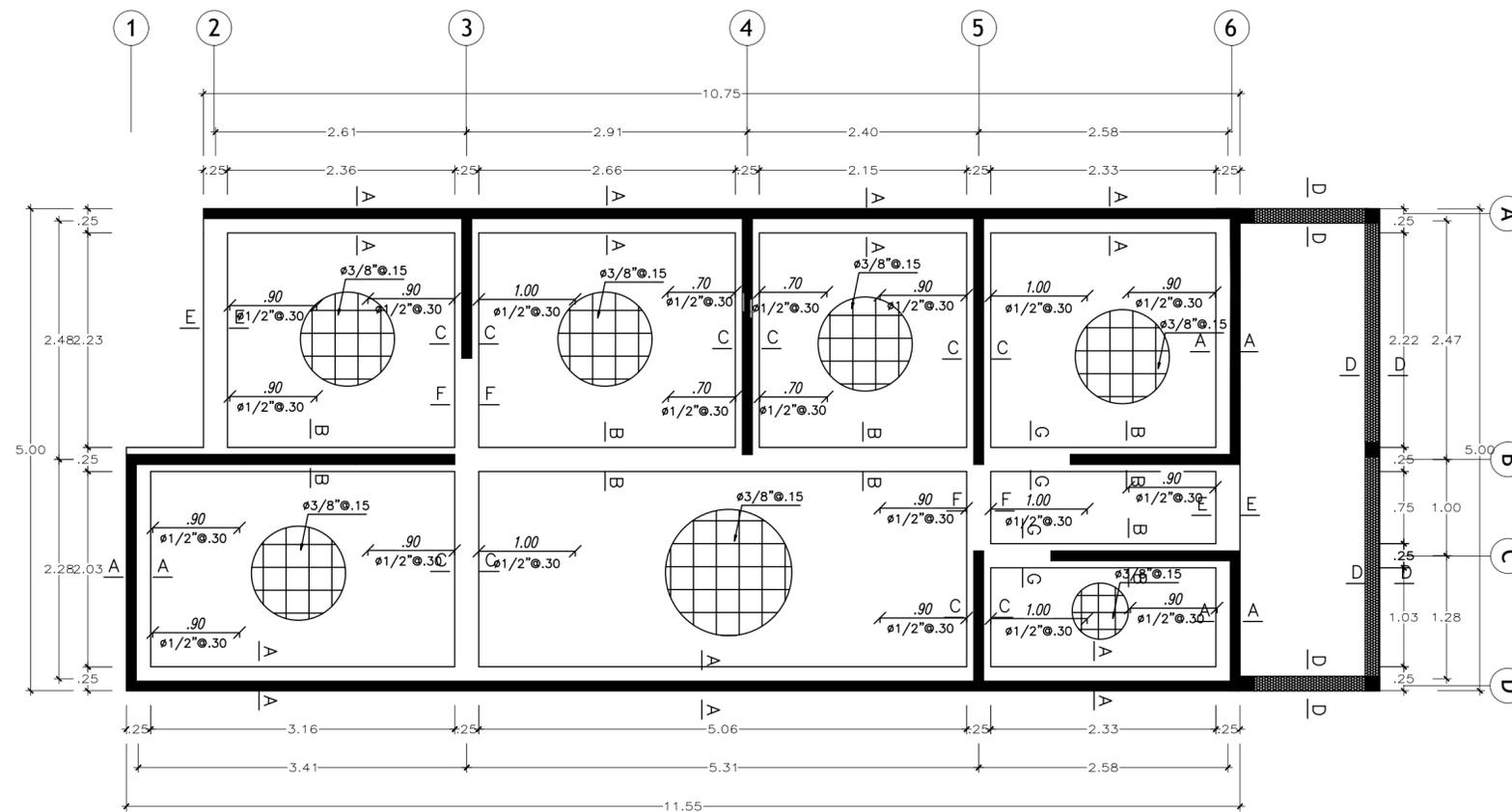
MUROS	$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$	
LOSA MACIZA	$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$	
CIMENTACION	$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$	
ACERO DE REFUERZO	VARILLAS ACERO Gr. 60	$f_r = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

MUROS	: 20 mm.
PLATEA DE CIMENTACIÓN (Sup.)	: 20 mm.
PLATEA DE CIMENTACIÓN (Inf.)	: 40 mm.
LOSAS	: 20 mm.
VIGAS CIMENTACION	: 30 mm.

TERRENO

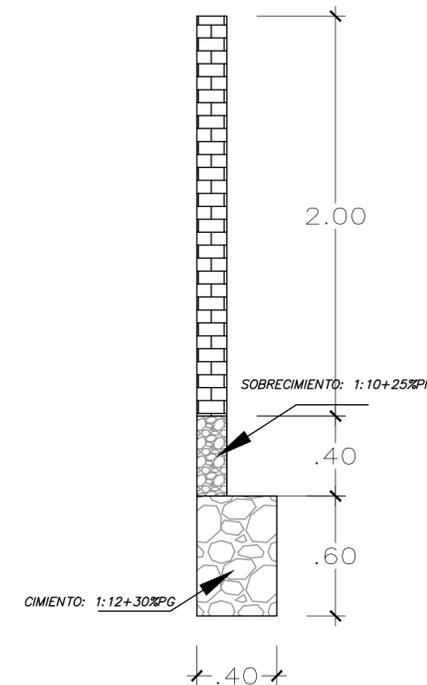
CAPACIDAD PORTANTE	: $\sigma = 1.35 \text{ kg/cm}^2$
A 1.20m DE PROFUNDIDAD (SEGUN EL IGP, 2013)	-VERIFICAR EN CAMPO
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	: -300 mm del Terreno Natural
COEFICIENTE DE BALASTO PARA DISEÑO PLATEA	: $K_o = 2.74 \text{ kg/cm}^3$
SOBRECARGA:	TECHO 1 PISO 200 kg/m
	TECHO 2 PISO 200 kg/m.



PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESCALA 1/50

PLATEA DE CIMENTACION $E=120\text{mm}$.
 UNA CAPA DE FIERRO CORRUGADO $3/8" \times 0.15$ AMBOS SENTIDOS
 (CON BASTONES INFERIORES INDICADOS EN PLANTA)
 (VER RESTO DE DIMENSIONES Y COTAS EN PLANOS DE ARQUITECTURA)



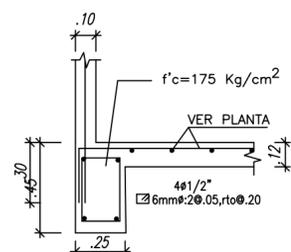
CERCO POSTERIOR
 CORTE D-D
 ESCALA 1:25

PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO (NORMA E-030)

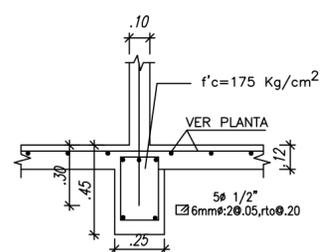
Z : 0.45	U : 1.00	C : 2.50	S : 1.10
Eje X-X	MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA		
Eje Y-Y	MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA		
	DERIVAS INELASTICAS PISO 01	DERIVAS INELASTICAS PISO 02	MAXIMA DERIVA PERMISIBLE
X	0.001254	0.000984	0.005
Y	0.0000543	0.000146	0.005

NOTA-1:

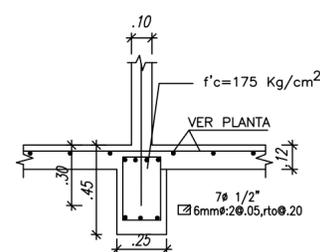
RECORTAR 300 mm POR DEBAJO DEL NIVEL DEL TERRENO NATURAL
 COLOCAR MANGA DE PLASTICO ENTRE PLATEA Y TERRENO
 VERIFICAR QUE SUELO TENGA UN 95% MAXIMA DENSIDAD SECA
 SI NO CUMPLE CON LO ANTERIOR REGAR CON AGUA Y COMPACTAR



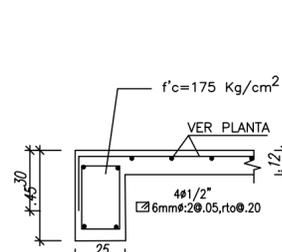
CORTE A-A
 ESC. 1/25



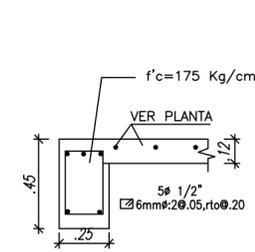
CORTE B-B
 ESC. 1/25



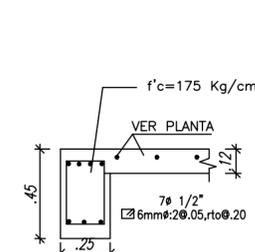
CORTE C-C
 ESC. 1/25



CORTE E-E
 ESC. 1/25

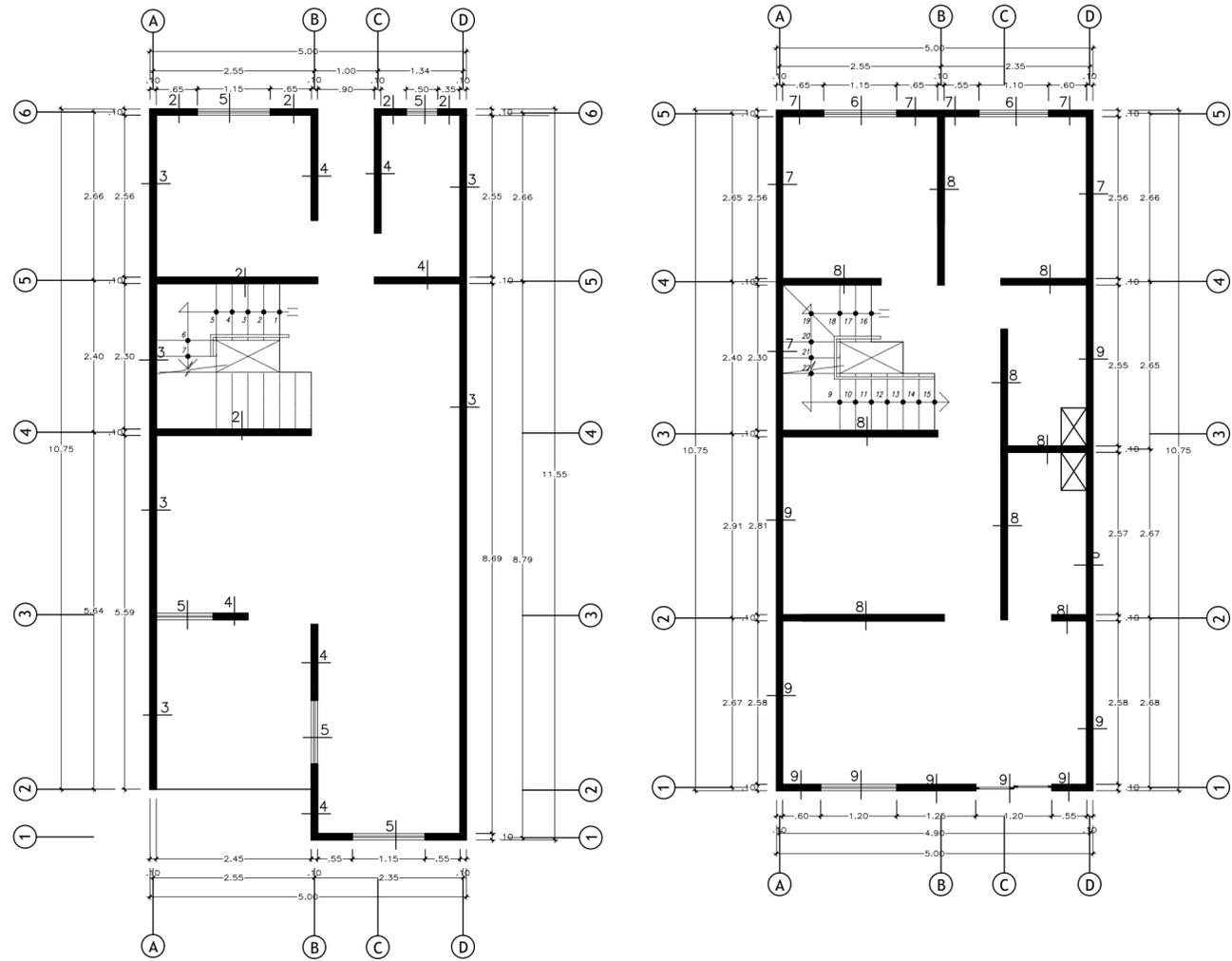


CORTE G-G
 ESC. 1/25



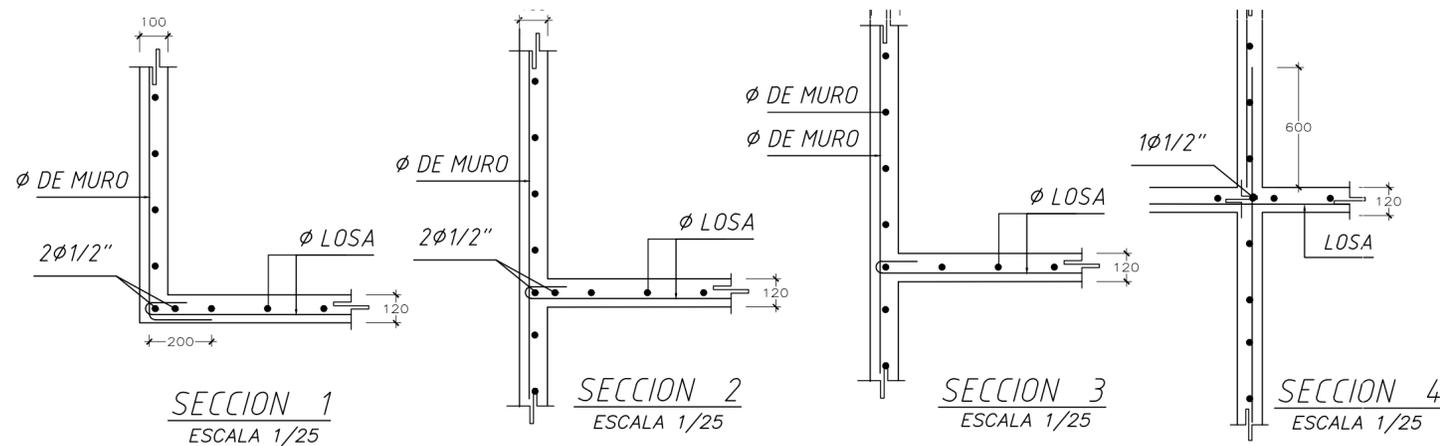
CORTE F-F
 ESC. 1/25

<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p> <p>FACULTAD DE INGENIERIA</p> <p>ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE</p>	Tesis:	Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote,2017	N° de Lámina	E-01
	Ubicación:	Nuevo Chimbote, Santa, Ancash		
	Curso:	TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL		
	Plano:	CIMENTACIÓN		
Autor:	LARA FERNÁNDEZ MANUEL	METODOLOGO: MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°:115800	Fecha:	INDICADA
		TEMÁTICO MG. GONZALO HUGO DIAZ GARCÍA, CIP. N°:134596		Nov - 2017

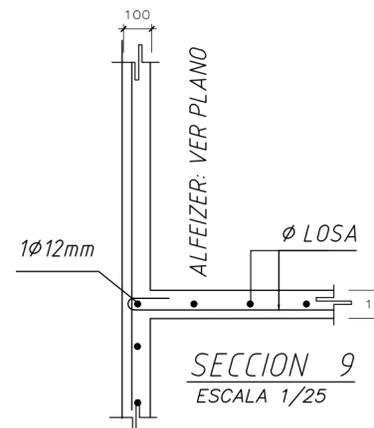
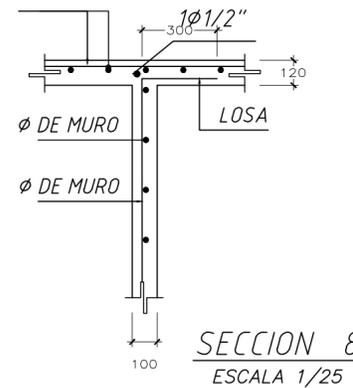
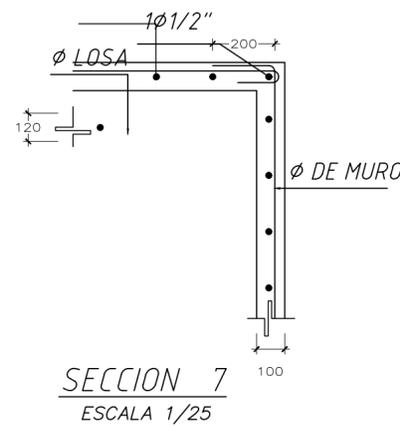
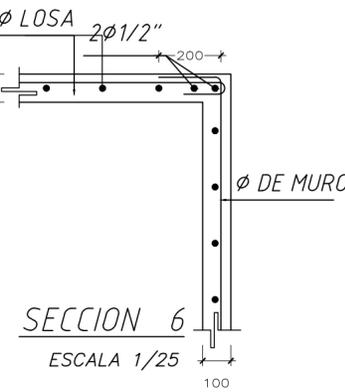
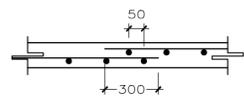


ENCOFRADO PRIMER PISO Y SEGUNDO PISO
ESCALA 1/75

LOSA MACIZA=12cm (S/C=200 kg/m²) SE MUESTRAN BASTONES SUPERIORES
UNA CAPA DE FIERRO CORRUGADO 1/2"Ø0.15 AMBOS SENTIDOS - NO SE MUESTRA EN ENCOFRADO DE TECHO
(VER RESTO DE DIMENSIONES Y COTAS EN PLANOS DE ARQUITECTURA)



Traslape Acero Losa
ESCALA 1/25



ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO ARMADO

MUROS $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 LOSA MACIZA $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 CIMENTACION $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO : VARILLAS ACERO Gr. 60 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

MUROS : 20 mm.
 PLATEA DE CIMENTACIÓN (Sup.) : 20 mm.
 PLATEA DE CIMENTACIÓN (Inf.) : 40 mm.
 LOSAS : 20 mm.
 VIGAS CIMENTACION : 30 mm.

TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE : $\sigma = 1.35 \text{ kg/cm}^2$
 A 1.20m DE PROFUNDIDAD (SEGUN EL IGP, 2013) - VERIFICAR EN CAMPO
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: -300 mm del Terreno Natural
 COEFICIENTE DE BALASTO PARA DISEÑO PLATEA: $K_0 = 2.74 \text{ kg/cm}^3$
 SOBRECARGA: TECHO 1 PISO 200 kg/m
 TECHO 2 PISO 200 kg/m.

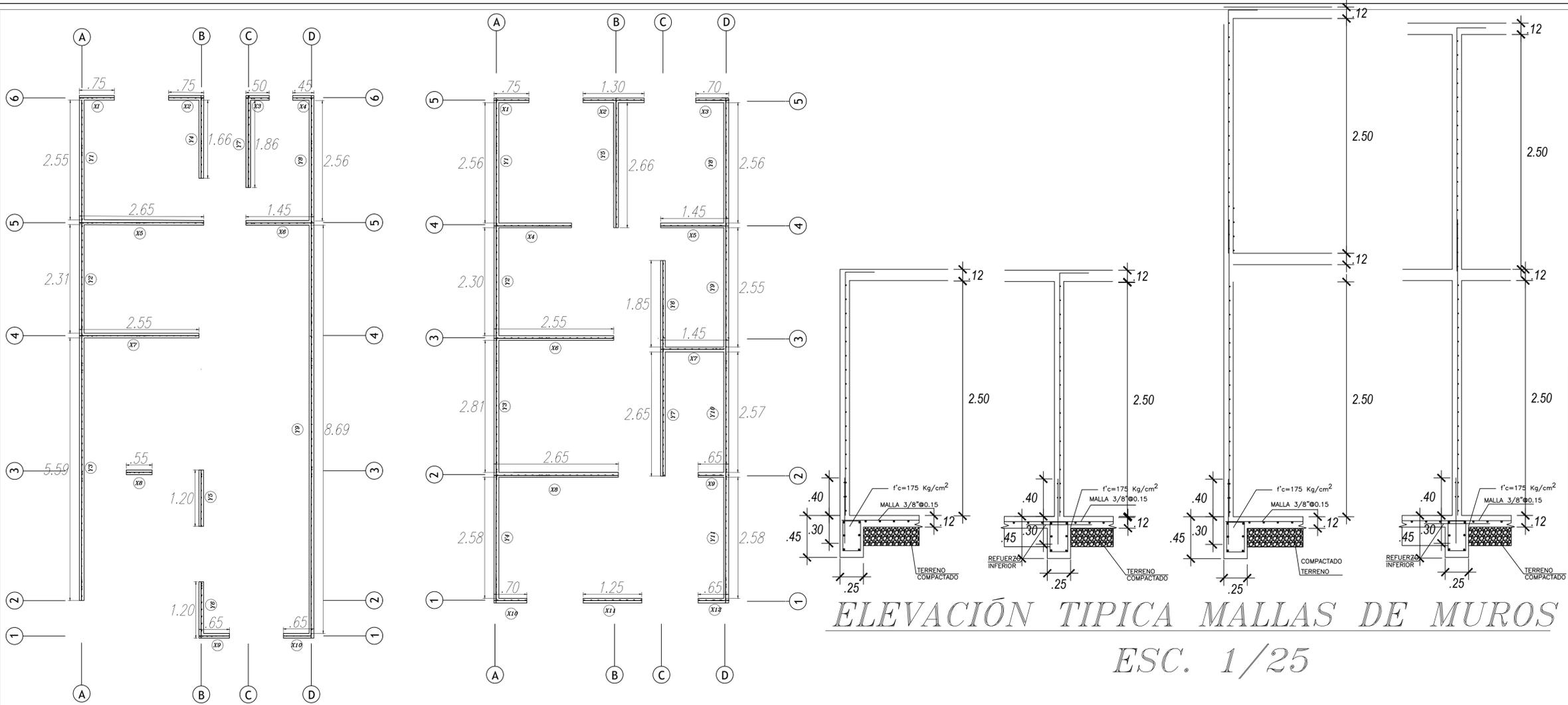
PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO
(NORMA E-030)

Z : 0.45	U : 1.00	C : 2.50	S : 1.10
Eje X-X MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA			
Eje Y-Y MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA			
	DERIVAS INELASTICAS PISO 01	DERIVAS INELASTICAS PISO 02	MAXIMA DERIVA PERMISIBLE
X	0.001254	0.000984	0.005
Y	0.0000543	0.000146	0.005

NOTA-1:

RECORTAR 300 mm POR DEBAJO DEL NIVEL DEL TERRENO NATURAL
 COLOCAR MANGA DE PLASTICO ENTRE PLATEA Y TERRENO
 VERIFICAR QUE SUELO TENGA UN 95% MAXIMA DENSIDAD SECA
 SI NO CUMPLE CON LO ANTERIOR REGAR CON AGUA Y COMPACTAR

<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p> <p>FACULTAD DE INGENIERIA</p> <p>ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE</p>	Tesis:	Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote, 2017	N° de Lámina	<p>E-02</p>	
	Ubicación:	Nuevo Chimbote, Santa, Ancash	Escala:		INDICADA
	Curso:	TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL	Fecha:		Nov - 2017
	Plano:	ENCOFRADO DEL PRIMER Y SEGUNDO PISO			
	Autor:	LARA FERNÁNDEZ MANUEL	METODOLOGO:	MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°: 115800	
			TEMÁTICO:	MG. GONZALO HUGO DÍAZ GARCÍA, CIP. N°: 134596	



ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO ARMADO

MUROS $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 LOSA MACIZA $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 CIMENTACION $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO : VARILLAS ACERO Gr. 60 $f_r = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

MUROS : 20 mm.
 PLATEA DE CIMENTACION (Sup.) : 20 mm.
 PLATEA DE CIMENTACION (Inf.) : 40 mm.
 LOSAS : 20 mm.
 VIGAS CIMENTACION : 30 mm.

TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE : $\sigma = 1.35 \text{ kg/cm}^2$
 A 1.20m DE PROFUNDIDAD (SEGUN EL IGP, 2013) - VERIFICAR EN CAMPO
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: -300 mm del Terreno Natural
 COEFICIENTE DE BALASTO PARA DISEÑO PLATEA: $k_0 = 2.74 \text{ kg/cm}^3$

SOBRECARGA: TECHO 1 PISO 200 kg/m
 TECHO 2 PISO 200 kg/m.

PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO (NORMA E-030)

Z : 0.45 U : 1.00 C : 2.50 S : 1.10

Eje X-X MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA
 Eje Y-Y MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA

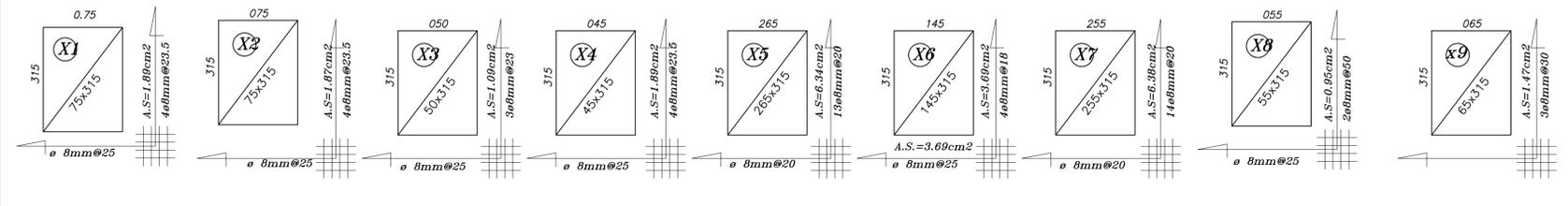
	DERIVAS INELASTICAS PISO 01	DERIVAS INELASTICAS PISO 02	MAXIMA DERIVA PERMISIBLE
X	0.001254	0.000984	0.005
Y	0.0000543	0.000146	0.005

NOTA-1:
 RECORTAR 300 mm POR DEBAJO DEL NIVEL DEL TERRENO NATURAL
 COLOCAR MANGA DE PLASTICO ENTRE PLATEA Y TERRENO
 VERIFICAR QUE SUELO TENGA UN 95% MAXIMA DENSIDAD SECA
 SI NO CUMPLE CON LO ANTERIOR REGAR CON AGUA Y COMPACTAR

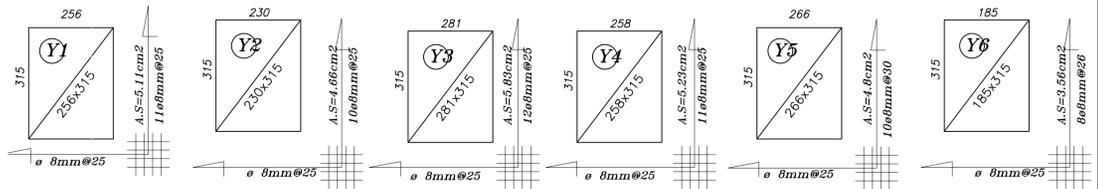
MUROS DEL PISO 1
 MALLA CENTRADA
 ESC. 1/50

MUROS DEL PISO 2
 MALLA CENTRADA
 ESC. 1/50

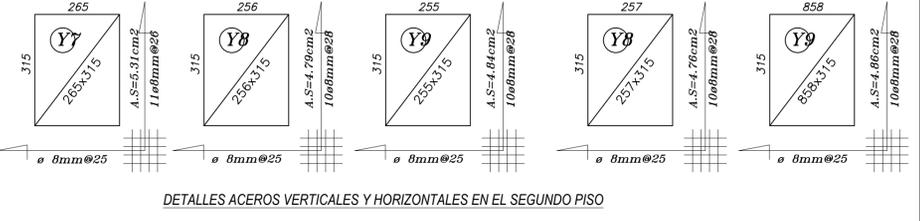
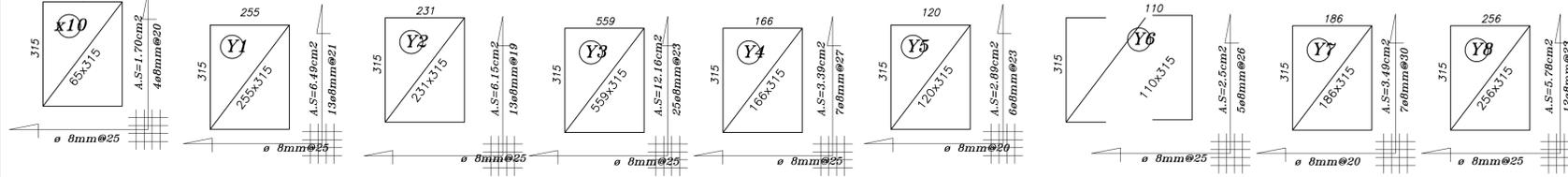
MALLA (1er Piso) eje X-X



MALLA (2DO Piso) eje Y-Y



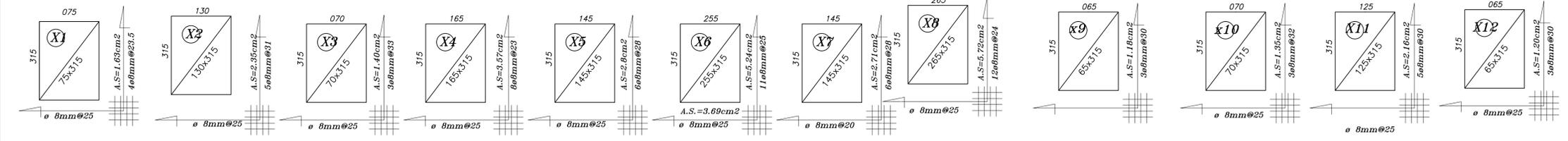
MALLA (1er Piso) eje Y-Y



DETALLES ACEROS VERTICALES Y HORIZONTALES EN EL PRIMER PISO

DETALLES ACEROS VERTICALES Y HORIZONTALES EN EL SEGUNDO PISO

MALLA (2DO Piso) eje X-X



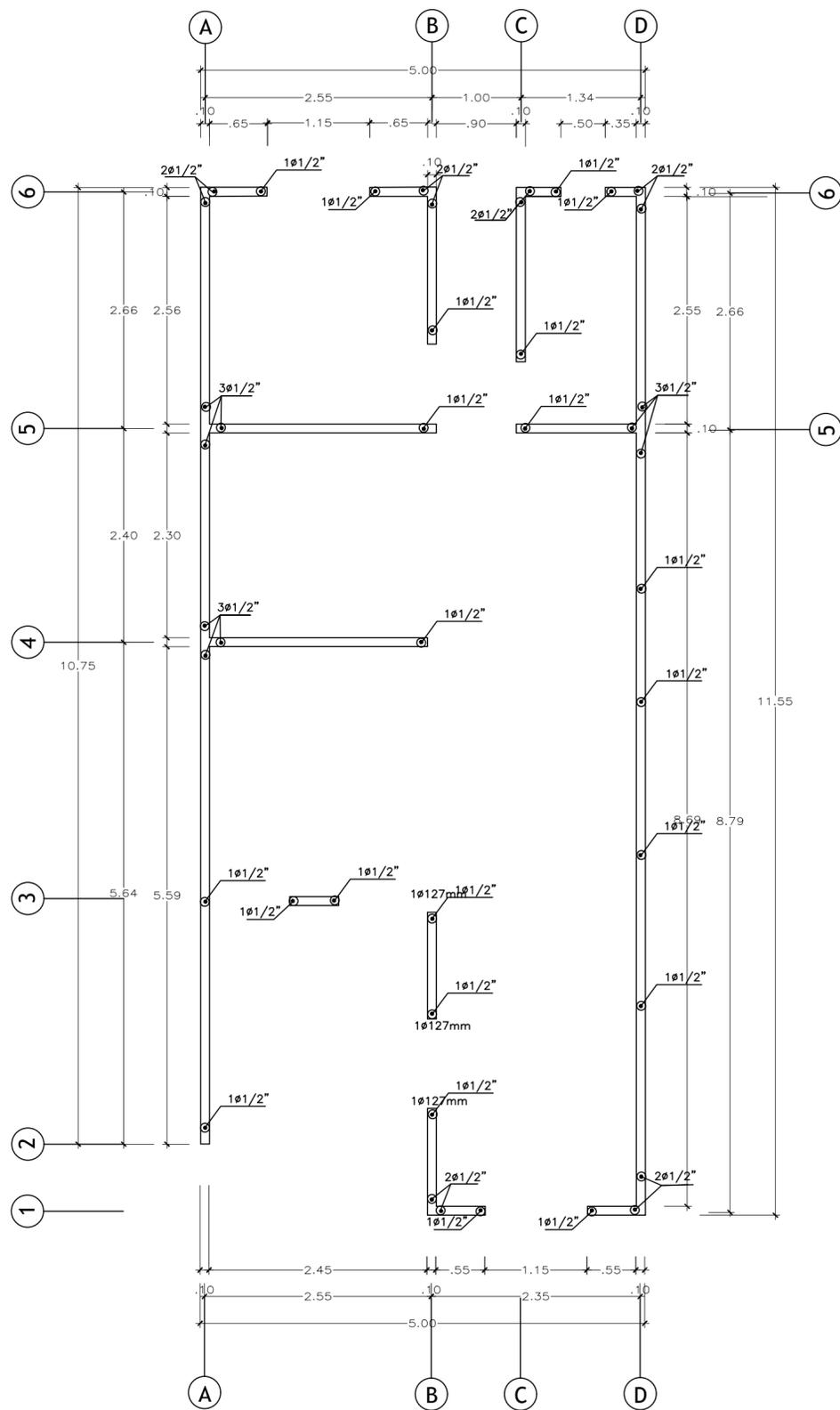
UCV
 UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 CHIMBOTE

Influencia del concreto resacaído en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada - Nuevo Chimbote, 2017

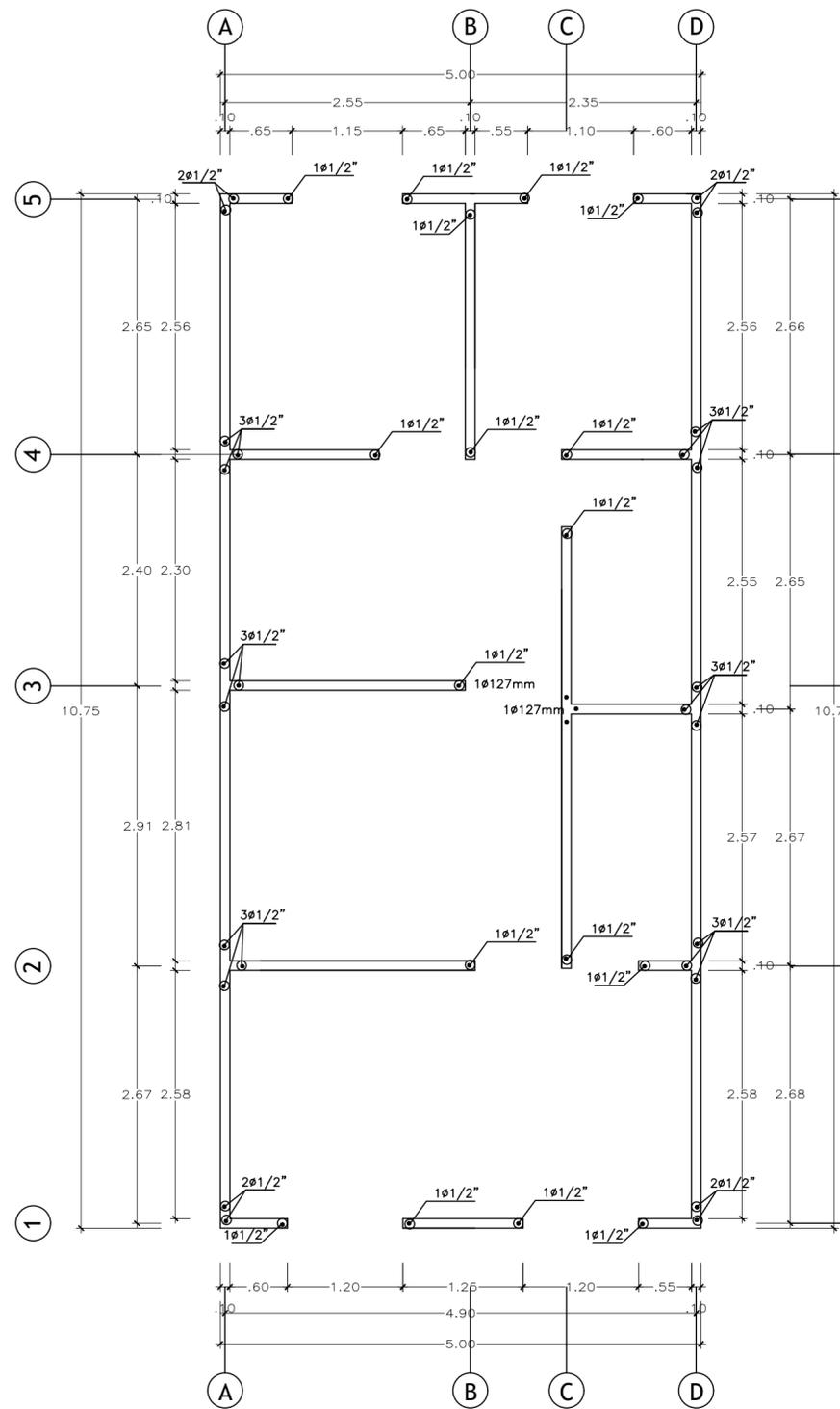
Ubicación: Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
 Curso: TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL
 Plano: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Metodológico: MÓDULO ERKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N° 115800
 Temático: ING. GONZALO HUGO DIAZ GARCIA, CIP. N° 134696

N° de Lámina
E-03
 Escala:
 INDICADA
 Fecha:
 Nov - 2017



REFUERZO VERTICALES EN MUROS
PRIMER PISO
ESC. 1/50



REFUERZO VERTICALES EN MUROS
SEGUNDO PISO
ESC. 1/50

ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO ARMADO

MUROS $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 LOSA MACIZA $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 CIMENTACION $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO : VARILLAS ACERO Gr. 60 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

MUROS : 20 mm.
 PLATEA DE CIMENTACIÓN (Sup.) : 20 mm.
 PLATEA DE CIMENTACIÓN (Inf.) : 40 mm.
 LOSAS : 20 mm.
 VIGAS CIMENTACION : 30 mm.

TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE : $\sigma_i = 1.35 \text{ kg/cm}^2$
 A 1.20m DE PROFUNDIDAD (SEGUN EL IGP, 2013) - VERIFICAR EN CAMPO
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: -300 mm del Terreno Natural
 COEFICIENTE DE BALASTO PARA DISEÑO PLATEA: $K_o = 2.74 \text{ kg/cm}^3$
 SOBRECARGA: TECHO 1 PISO 200 kg/m
 TECHO 2 PISO 200 kg/m.

PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO
(NORMA E-030)

Z : 0.45	U : 1.00	C : 2.50	S : 1.10
Eje X-X MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA			
Eje Y-Y MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA			
	DERIVAS INELASTICAS PISO 01	DERIVAS INELASTICAS PISO 02	MAXIMA DERIVA PERMISIBLE
X	0.001254	0.000984	0.005
Y	0.0000543	0.000146	0.005

NOTA-1:

RECORTAR 300 mm POR DEBAJO DEL NIVEL DEL TERRENO NATURAL
 COLOCAR MANGA DE PLASTICO ENTRE PLATEA Y TERRENO
 VERIFICAR QUE SUELO TENGA UN 95% MAXIMA DENSIDAD SECA
 SI NO CUMPLE CON LO ANTERIOR REGAR CON AGUA Y COMPACTAR

<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p> <p>FACULTAD DE INGENIERIA</p> <p>ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE</p>	Tesis:	Influencia del concreto reciclado en el comportamiento estructural de un modelo de vivienda económica con muros de ductilidad limitada.-Nuevo Chimbote, 2017	Nº de Lámina	E-04
	Ubicación:	Nuevo Chimbote, Santa, Ancash	Escala:	
	Curso:	TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL	Fecha:	Nov - 2017
	Plano:	REFUERZOS VERTICALES EN MUROS	Autor:	LARA FERNÁNDEZ MANUEL
			METODOLOGO:	MG. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA, CIP. N°: 115800
		TEMÁTICO:	MS. GONZALO HUGO DÍAZ GARCÍA, CIP. N°: 134596	

ANEXO 20: PANEL FOTOGRAFÍCO



FOTO N°01: En la imagen se puede apreciar el triturado manual del al agregado de concreto reciclado de 1/2".



FOTO N°02: En la imagen se puede apreciar el peso del agregado reciclado para la elaboración del concreto con agregado grueso reciclado $f'c=175\text{kg/cm}^2$



FOTO N°03: En la imagen se puede apreciar la preparación del concreto $F'c=175\text{kg/cm}^2$ en el laboratorio de la Universidad Cesar Vallejo.



FOTO N°04: En la imagen se puede apreciar el Control de slump 6-7". con el cono de Abrams.



FOTO N°05: En la imagen se puede apreciar la Elaboración de probetas. cilíndricas $F'c=175\text{kg/cm}^2$ para ensayos mecánicos de compresión y tracción indirecta.



FOTO N°06: En la imagen se puede apreciar la elaboración de vigas de $0.50 \times 0.15 \times 0.15$ $F'c=175\text{kg/cm}^2$. para el ensayo mecánico a la flexión.



FOTO N°07: En la imagen se puede apreciar el ensayo mecánico a la compresión de las probetas cilíndricas.



FOTO N°08: En la imagen se puede apreciar el ensayo mecánico a la tracción indirecta de las probetas cilíndricas.