



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Análisis sísmico y diseño de concreto armado proyecto
“MAXIBODEGAS-PAITA” ubicado Jr. Paita N° 227, distrito;
provincia de Paita departamento Piura**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniero Civil

AUTORES:

Caceres Sánchez, Denis Samuel (ORCID: 0000-0001-8751-145X)

Tambraico Castro, Avelio (ORCID: 0000-0002-3754-2319)

ASESOR:

Dr. Zamora Mondragón, Jesús Elmer (ORCID: 0000-0001-6362-1603)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

LIMA – PERÚ

2020

Dedicatoria

Dedicado a Dios por permitirme ver la luz del día, con salud y bienestar. A mis padres por el gran esfuerzo dedicado día a día a mi persona. A mis hermanos por el gran ejemplo e impulso de seguir adelante.

Doy gracias a Dios por la vida y haberme protegido para poder cumplir mis metas. A mis padres, hermanos y toda la familia que siempre ha creído en mí y darme siempre su confianza.

Agradecimiento

Agradezco a Dios por iluminarme siempre en los pasos que he dado.

A mis padres y hermanos a quienes estaré infinitamente agradecido ya que por ellos soy una gran persona y futuro profesional.

Corresponder primero al Altísimo por velar de mí y darme fuerza para superar las complicaciones que se me presentaron a lo grande de mi empuje.

A mis papás y hermanas por siempre residir para mí en todo segundo, enseñarme la utilidad de la vitalidad, exceder los obstáculos y por motivarme a crecer como sujeto y buen profesional.

Índice de contenidos

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	vi
Índice de figuras	vii
Índice de abreviaturas	viii
Resumen	ix
Abstract.....	x
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO	5
III. MÉTODO	15
3.1 Tipo y diseño de investigación	15
3.2 Variables y operacionalización	17
3.3 Población, muestra y muestreo	17
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	17
3.5 Procedimientos.....	17
3.6 Método de análisis de datos	17
3.7 Aspectos éticos	18
IV. RESULTADOS	19
4.1 FACTORES PARA EL ANÁLISIS.....	20
4.1.1 FUERZAS SISMICAS VERTICALES	20
4.2 ANÁLISIS DINÁMICO	21
4.2.1 ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACION	21
4.2.2 PERIODOS Y MASAS PARTICIPANTES	23
4.3 ANALISIS ESTÁTICO.....	24
4.3.2 FACTOR DE AMPLIFICADO SÍSMICO (C) y PERIODO FUNDAMENTAL (T)	25
4.3.1 FUERZA CORTANTE EN LA BASE (V).....	26
4.4 FUERZA CORTANTE PARA EL DISEÑO DE COMPONENTES ESTRUCTURALES	30
V. DISCUSIÓN.....	78

VI. CONCLUSIONES	80
IV. RECOMENDACIONES	82
REFERENCIAS	84
ANEXOS	88

Índice de tablas

Tabla 1.-Cuadro de factores para el análisis.....	20
Tabla 2.-Ratios de participación de carga modal.	23
Tabla 3.-Periodos y frecuencias modales.	23
Tabla 4.-Ratios de masa de participación modal.....	24
Tabla 5.-Ratios de masa de participación modal.....	24
Tabla 6.-Peso de la estructura por niveles.	25
Tabla 7.-Factor de amplificación símica	25
Tabla 8.-Fuerza cortante en entrepisos.	26
Tabla 9.-El cortante dinamico no deberá ser menor al 80% el cortante estatico. Fuente RNE E0.30.....	31
Tabla 10.-Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa.....	34
Tabla 12.-Desplazamiento relativo de entepiso en el eje extremo.	35

Índice de figuras

Imagen N°1.-Mapa de zona sísmica en el Perú. Fuente RNE E0.30.....	10
Imagen 2.-Esquema de diseño.	16
Imagen 3.-Grafica de espectro pseudo aceleraciones.	21
Imagen 4.-Periodos para el espectro de respuesta en X y Y.....	22
Imagen 5.-Aplicación de cargas muertas y cargas vigas en la estructura.....	27
Imagen 6.-Cargas del sismo estaticos en sentido X.....	28
Imagen 7.-Cargas de sismo estático en sentido Y	29
Imagen 8.-Desplazamientos de centro de masa y extremos de diafragma.	32
Imagen 9.-Desplazamientos de centro de masa y extremos de diafragma.	33
Imagen 10.-Distorsiones de entrepiso del centro de masa afectado por 0.75R.....	35
Imagen 11.-Distorsiones de entrepiso del eje mas alejado afectado por 0.75R	36
Imagen 12.-Desplazamientos (cm) de entrepiso del centro de masa y eje	36
Imagen 13.-Diseño de refuerzo longitudinal, en vigas y columnas.	37
Imagen 14.-Diseño de refuerzo longitudinal, vista en planta.	38
Imagen 15.-Diseño de refuerzo longitudinal, nivel 3.	39
Imagen 16.-Diseño de refuerzo longitudinal, vista en corte.....	40
Imagen 17.-Diseño de refuerzo en columnas.	41
Imagen 18.-Diseño de refuerzo en vigas.	41
Imagen 19.-Diseño de refuero longitudinal y transversal de placas (PL-01).	42
Imagen 20.-Diseño de refuero longitudinal y transversal de placas (PL-02).	44
Imagen 21.-Detalles de diseño de refuerzo de placas (PL02) en el 1er nivel.....	44
Imagen 22.-Detalles de diseño de placas (PL02) en el 2do nivel.....	45

Índice de abreviaturas

<i>C</i>	<i>Factor de amplificación sísmica.</i>
<i>CT</i>	<i>Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio.</i>
<i>di</i>	<i>Desplazamientos laterales del centro de masa del nivel <i>i</i> en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas <i>fi</i>.</i>
<i>ei</i>	<i>Excentricidad accidental en el nivel “<i>i</i>”.</i>
<i>Fi</i>	<i>Fuerza sísmica horizontal en el nivel “<i>i</i>”.</i>
<i>g</i>	<i>Aceleración de la gravedad.</i>
<i>hi</i>	<i>Altura del nivel “<i>i</i>” con relación al nivel del terreno.</i>
<i>hei</i>	<i>Altura del entrepiso “<i>i</i>”.</i>
<i>hn</i>	<i>Altura total de la edificación en metros.</i>
<i>Mti</i>	<i>Momento torsor accidental en el nivel “<i>i</i>”.</i>
<i>m</i>	<i>Número de modos usados en la combinación modal.</i>
<i>n</i>	<i>Número de pisos del edificio.</i>
<i>P</i>	<i>Peso total de la edificación.</i>
<i>Pi</i>	<i>Peso del nivel “<i>i</i>”.</i>
<i>R</i>	<i>Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas</i>
<i>r</i>	<i>Respuesta estructural máxima elástica esperada.</i>
<i>ri</i>	<i>Respuestas elásticas máximas correspondientes al modo “<i>i</i>”.</i>
<i>S</i>	<i>Factor de amplificación del suelo.</i>
<i>Sa</i>	<i>Espectro de pseudo aceleraciones.</i>
<i>T</i>	<i>Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.</i>
<i>TP</i>	<i>Período que define la plataforma del factor <i>C</i>.</i>
<i>TL</i>	<i>Período que define el inicio de la zona del factor <i>C</i> con desplazamiento constante.</i>
<i>U</i>	<i>Factor de uso o importancia.</i>
<i>V</i>	<i>Fuerza cortante en la base de la estructura.</i>
<i>Z</i>	<i>Factor de zona.</i>
<i>R0</i>	<i>Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.</i>
<i>la</i>	<i>Factor de irregularidad en altura.</i>
<i>lp</i>	<i>Factor de irregularidad en planta.</i>
<i>fi</i>	<i>Fuerza lateral en el nivel <i>i</i>.</i>
\bar{V}_s	<i>Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.</i>
\bar{N}_{60}	<i>Promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar.</i>
\bar{S}_u	<i>Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada.</i>

Resumen

En los últimos años el Perú se encuentra en un conteo regresivo debido a que estamos esperando una liberación de energía producto de las placas tectónicas de Nazca y la de Sudamérica, lo cual es importante realizar un adecuado análisis y diseño sismoresistente en todas las estructuras del cual sea capaz de poder evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. Por ello, esta investigación consiste en desarrollar el análisis sísmico y cálculo estructural para el almacenamiento de alimentos sector retail”, edificación conformada por 3 niveles, techo metálico con cobertura en el 3º nivel, ubicado en el departamento de Piura. El suelo que soportará as cargas tiene una capacidad portante de 1.06 kg/cm².

Para obtener las cargas de diseño o fuerzas internas de los diferentes elementos estructurales ante la presencia sísmica y de cargas de gravedad se utilizaron los programas de Etabs V9, Safe.

En base al análisis se obtuvo un sistema estructural de muros de albañilería confinada (en la dirección X) y un sistema de muros de concreto armado (en la dirección Y). Diversas secciones de columna rectangulares de 30x50, 25x40x 15x40, vigas principales de 30x65, 25x40 y vigas secundarias de 15x40 cm.

El diafragma rígido está conformado por una losa aligerada en un sentido de peralte de 20 cm en el 1º y 2º nivel. Además, se tiene presencias de losas macizas debido a las aberturas y discontinuidades en los diafragmas.

Palabras clave: diseño sísmico, estructuras, capacidad portante, cargas de diseño.

Abstract

In recent years, Peru is in a countdown because we are waiting for a release of energy product of the Nazca and South American tectonic plates, which is important to carry out an adequate analysis and earthquake-resistant design in all the structures of which be able to avoid human losses, ensure the continuity of basic services and minimize damage to property. For this reason, this research consists of developing the seismic analysis and structural calculation for the storage of food in the retail sector ", a building consisting of 3 levels, a metal roof with coverage on the 3rd level, located in the department of Piura. The soil that will support the loads has a bearing capacity of 1.06 kg / cm².

To obtain the design loads or internal forces of the different structural elements in the presence of seismic and gravity loads, the Etabs V9, Safe programs were used.

Based on the analysis, a confined masonry wall structural system (in direction X) and a system of reinforced concrete walls (in direction Y) were obtained. Various 30x50, 25x40x 15x40 rectangular column sections, 30x65, 25x40 main beams and 15x40 cm secondary beams.

The rigid diaphragm is made up of a slab that is lightened in a superelevation direction of 20 cm at the 1st and 2nd level. In addition, there are presences of solid slabs due to the openings and discontinuities in the diaphragms.

Keywords: seismic design, structures, bearing capacity, design load.

I. INTRODUCCIÓN

Hoy, la obra de centros comercial viene teniendo una prosperidad en el interior de las ciudades siendo este el eje del recurso económico, por este juicio se incrementa la urgencia de poblar y/o abocetar edificaciones para esta actividad. En América Latina evolucionan constantemente como la atención. tomando una manera mucho más razonable, complaciendo al comprador, ofreciéndoles espacios cómodos y áreas adonde encontrara todo lo que pueda fantasear creándole beatitud, serenidad y tipo.

GlobalData (2020) predice que, con el aumento en las actividades de construcción, la producción de construcción en América Latina se recuperará de -1,1% en 2019 a 2,3% en 2020, especialmente en Brasil. La economista de GlobalData, Dariana Tani, dijo que la región es la más grande Cuadrado. La industria de la construcción viene desarrollando proyectos de infraestructura para centros comerciales con una inversión de US \$ 395 millones, lo que incrementó el sector comercial en 4.1%, uno de los proyectos se ubica en la ciudad de Paita. Por su buen comportamiento y propiedades estructurales, el proceso constructivo de estos centros comerciales se realiza principalmente con hormigón armado.

Trujillo (2017, p. 9) señaló que históricamente el movimiento sísmico ha representado un peligro para los edificios, no solo destruyendo la estructura y el contenido del edificio, sino también destruyendo la totalidad del edificio en muchos casos. Por ello, sugirió que es necesario diseñar una estructura que pueda resistir la acción del terremoto, y su deformación incluso exceda su estado elástico.

El territorio peruano se encuentra en una zona propensa a terremotos, una parte de nuestra costa reúne las placas tectónicas oceánicas o de Nazca y las placas continentales, formando fallas de subducción, almacenándolas y luego liberándolas del interior de la tierra en forma de olas. Provocar movimiento de terremoto.

Es por ello que, los estudios de análisis e interacción suelo – estructura son temas ampliamente investigado en medida que la elevada ocurrencia de

sismos afecta las estructuras de las construcciones realizadas afectando la vida de los ocupantes hasta las posibles muertes por el colapso de los inmuebles como las innumerables perjuicios económicos y materiales.

En este sentido, la investigación propone hacer un estudio sísmico analítico como de diseño estructural de un súper mercado teniendo en cuenta los parámetros de las normas del RNE **E. 030**, **E. 060**, **E. 020** y la **E. 050**; para poder determinar las posibles falencias determinar futuras soluciones teniendo en cuenta que Paita esta ubicada en una zona altamente telúrica.

Continuando el desarrollo del capítulo I se presentan las siguientes justificaciones:

Justificación teórica de la investigación, es de realizar el diseño sismoresistente del proyecto a base de elementos estructurales de concreto armado.

Justificación práctica en la investigación es que se realiza un modelo en la estructura para obtener el diseño y su respuesta ante el sismo mediante el Software Etabs, esto se realizará tanto para la estructura como para a cimentación.

Justificación social en la investigación tiene como beneficio el comportamiento de la estructura frente a los sismos para su correcto reforzamiento.

La problemática general en la investigación es: ¿De qué manera influye el análisis sísmico y diseño de concreto armado en el proyecto "MAXIBODEGAS-PAITA" del Departamento de Piura?

Los problemas específicos de la investigación fueron los siguientes:

- **PE1:** ¿De qué manera influye la norma E. 030 en el espectro del diseño de concreto armado en el proyecto "MAXIBODEGAS-PAITA" del Departamento de Piura?

- **PE2:** ¿De qué manera influye la Fuerza sísmica en el comportamiento estructural del diseño de concreto armado en el proyecto “MAXIBODEGAS-PAITA” del Departamento de Piura?
- **PE3:** ¿De qué manera influye las Derivas de Entrepisos para la carga en la estructura del diseño de concreto armado en el proyecto “MAXIBODEGAS-PAITA” del Departamento de Piura?

El objetivo fue determinar cómo participa el análisis sísmico y diseño de concreto armado en el proyecto “MAXIBODEGAS-PAITA” del Departamento de Piura.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- **OE1:** Establecer la manera cómo influye la Norma E. 030 en el espectro del diseño de concreto armado en el proyecto “MAXIBODEGAS-PAITA” del Departamento de Piura.
- **OE2:** Determinar la influencia de la Fuerza sísmica en el comportamiento estructural del diseño de concreto armado en el proyecto “MAXIBODEGAS-PAITA” del Departamento de Piura.
- **OE3:** Determinar la influencia de las Derivas de Entrepisos para la carga en la estructura del diseño de concreto armado en el proyecto “MAXIBODEGAS-PAITA” del Departamento de Piura.

II. MARCO TEÓRICO

En el II capítulo correspondiente al marco teórico, se introducen los trabajos extraídos por diferentes autores de artículos, normas, libros, trabajos, etc. Los siguientes son estudios internacionales

Ruíz (2019) intentó estudiar el comportamiento estructural de los proyectos de construcción en su tesis y concluyó que la cimentación de cualquier edificio es muy importante, y la normativa que establece la NT E030 debe repetirse en el tiempo.

Sánchez, V. y Vargas, R. (2018) intentaron estudiar cómo determinados daños afectan la estructura del edificio. Señalaron en su conclusión que la consideración de grietas en el análisis estático no afectará los bocetos de elementos estructurales en edificaciones, por lo que, si el análisis de grietas se realiza en edificaciones, la deriva debe ser controlada dentro de los límites fuera de los límites exigidos por la norma peruana.

Castillo (2018) intentó determinar en su investigación que ciertos elementos estructurales juegan un papel importante en las edificaciones, como vigas, pilares de hormigón armado y muros de cortante. También se desarrollará el sistema de cubierta de paneles ligeros bidireccionales y paneles macizos. La cimentación estructural compuesta por cimentación aislada, vigas combinadas y conectadas ha sido predeterminada en tamaño de acuerdo con las especificaciones técnicas de hormigón armado, y sometida a análisis sísmico de acuerdo con la normativa de E.30 soportada por el software ETABS 2016. Además, también se analizan Cálculo admitido de sobrecarga basado en el uso en el estándar E.020. A través de este análisis sísmico, verificaron la distancia y la deriva de la estructura y diseñaron elementos estructurales de resistencia.

Para profundizar en el estudio del proyecto de investigación se buscaron teorías relacionadas con el tema del análisis sísmico. Afuso (2017) diseñó la estructura del edificio de acuerdo con el estándar de la investigación, y determinó una estructura

simple con suficiente rigidez en ambas direcciones. El techo entre los pisos forma una partición rígida compuesta por paneles planos livianos y paneles planos sólidos. tablero.

Considerando la capacidad portante del terreno ($4,00 \text{ kg / cm}^2$), la parte estructural de la cimentación está compuesta por una cimentación combinada, una cimentación aislada y una cimentación móvil, y se determina una profundidad de 1.20m para la cimentación. Con el apoyo del software ETABS, se realizó el modelado y análisis sísmico para verificar si cumple con E.030.

Ccama (2017) estudió una estructura compuesta por siete pisos de departamentos, un semisótano y una azotea ajardinada en el estudio basado en la norma de análisis sísmico E.030 2006. El proyecto se basa en la norma E.030 y está construido en hormigón armado La evaluación muestra los cambios de tamaño y análisis estructural De acuerdo con el coeficiente de reducción de fuerza sísmica se muestra la diferencia en los parámetros sísmicos de la estructura. Al aplicar los estándares, compararé los resultados de sus evaluaciones estáticas y dinámicas para definir el cambio porcentual que aumenta o disminuye según los estándares, y compararé la deriva y el desplazamiento de la estructura.

Para García, M. y Moscoso, D. (2016, p.10), el movimiento sísmico es producto de oscilaciones de la corteza, las cuales son provocadas por una serie de eventos relacionados con el vulcanismo, y los deslizamientos de tierra ocurren en el techo de las cuevas subterráneas. Y productos explosivos.

Tavera (2014) señaló que para comprender las áreas geográficamente de mayor riesgo de Perú, realizó una evaluación estadística del nivel de temblor del suelo causado por terremotos y eventos, que mencionó: licuefacción de suelos, tsunamis y deslizamientos de tierra. Materiales rocosos en áreas inclinadas. Su evaluación muestra que las áreas costeras son las áreas de mayor riesgo en China y son las que tienen mayor riesgo de terremotos de alta intensidad y relativamente frecuentes. También detalla que en los

últimos 500 años las ciudades costeras han experimentado terremotos de diversos grados. Dependiendo de la forma de la costa, han aparecido tsunamis en el nivel del mar, con diferente fuerza, y los desprendimientos de tierra y rocas en los acantilados se han licuado.

Andrés (2014, p. 31) señaló que la frecuente ocurrencia de epicentros sísmicos en la tierra resalta el valor de la prevención. Por tanto, conviene destacar que el edificio construido garantiza la integridad de sus ocupantes.

Para ahondar más con el proyecto de investigación se buscó teorías relacionadas al tema.

Análisis sísmico.

Para García, M. y Moscoso, D. (2016, p.10) los movimientos sísmicos, son productos de las vibraciones de la corteza terrestre. Asimismo; (Sarria 1995). citado por Palacios, H. y Tandaypan, C. (2017, p.20) estos movimientos son medidos en función de su intensidad y magnitud.

Grases (2014, p. 21) refiere que, los estudios del origen de los sismos, de los años 50 concluyeron en afirmar que estas se debían a la interacción de las placas tectónicas que se desplazan sobre las capas más superficiales del planeta.

Andrés (2014, p. 31) señala que los sismos que han ocurrido, nos han permitido prevenir sus efectos es por ello, que se empezaron a desarrollar en todos los países una cultura de edificación sísmo resistente. Del mismo modo aquellas que fueron construidas hace mucho tiempo si diseños sísmicos, está comprobado que poseen alta vulnerabilidad y deben ser reforzadas.

Aspectos principales del diseño sísmico.

El diseño sísmico estructural de manera general consta de los siguientes puntos:

Dimensionamiento de las secciones.

Análisis sísmico.

Diseño estructural.

Los parámetros generales de diseño sísmico que estipulan el análisis sísmico E.030 (2018) determinan las condiciones mínimas que debe cumplir toda obra. Especifica los procedimientos a seguir y establece principios morales y filosóficos. También muestra la división del territorio del país, que se divide en 4 zonas sísmicas según el mapa que se muestra, estableciendo características y mostrando la relación entre provincias y regiones en cada región.

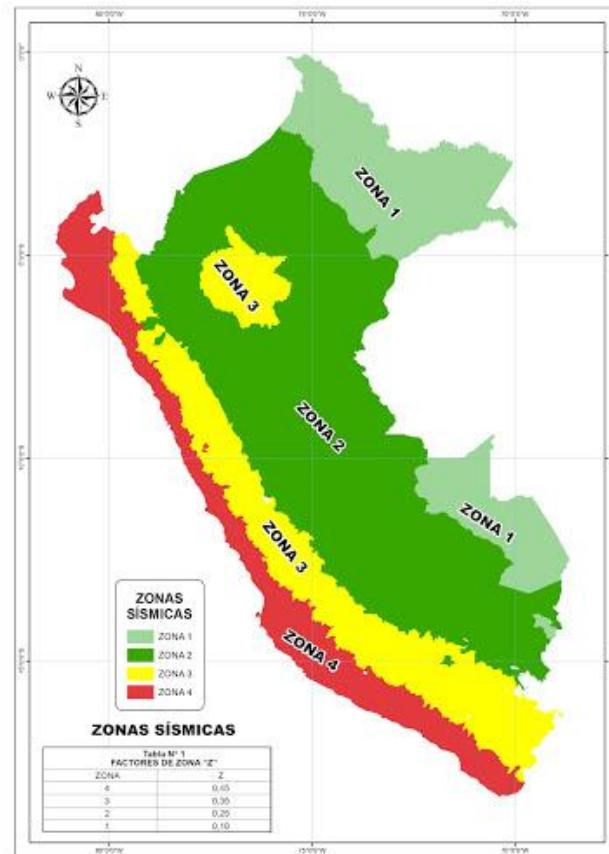


Imagen N°1.-Mapa de zona sísmica en el Perú. Fuente RNE E0.30

Asignándole un valor (Z) coeficiente que permite interpretar como será la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido, habiendo la posibilidad de exceder el 10% en 50 años (RNE E0.30).

Concepto Estructural Sismorresistente.

Los siguientes aspectos debe tomarse en cuenta:

Simetría, (RNE E0.30)

Peso mínimo. (RNE E0.30)

Selección y uso adecuado de los materiales de construcción. (RNE E0.30)

Resistencia. (RNE E0.30)

Continuidad estructural, (RNE E0.30)

Ductilidad, (RNE E0.30)

Deformación lateral limitada. (RNE E0.30)

Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural). (RNE E0.30)

Consideración de las condiciones locales. (RNE E0.30)

Buena práctica constructiva (RNE E0.30)

Muros de albañilería confinada

Está compuesto por ladrillos de arcilla y mortero, y está limitado por componentes de hormigón armado (como columnas y vigas), y en la mayoría de los casos se utilizan barras de acero horizontales. Si lo usamos solo, el resultado de combinar cuatro materiales con propiedades mecánicas muy diferentes es que se trata de un sistema estructurado muy versátil.

Ladrillo

Desde los inicios de la construcción con albañilería confinada se tuvo muy poco control en la fabricación del ladrillo, lo que conlleva a tener variabilidad de sus propiedades mecánicas en un mismo elemento.

Concreto

Producto resultante de mezclar de cemento con otros compuestos y agua obteniendo un material de consistencia fluida.

Acero de refuerzo

Dado que el concreto y la albañilería, son materiales frágiles, no son buenos para resistir fuerzas de tracción generadas por momentos debido a un sismo. Es ahí donde se ve la necesidad de añadir acero para formar un elemento relativamente dúctil.

Sistemas estructurales

Concreto Armado, estructural, teniendo como referencia al Reglamento Nacional de Edificaciones (norma E-030 y E-060), se han establecido los criterios mínimos de diseño.

Pórticos, de contar con muros estructurales, deberán contemplar estructuras que entrenen la acción sísmica.

Muros estructurales, en este sistema observamos que la resistencia sísmica, actúa hasta en un 70% de la base.

Sistema dual, en este sistema las acciones de sismo son tomadas por el sistema mixto de pórticos y muros portantes. La fuerza absorbida (cortante), debe ser consumida hasta en un 30%

Muros dúctiles, se han caracterizado por ser un sistema, donde se evidencia que la resistencia al sismo y las cargas por gravedad, son de muros de concreto de anchos mínimos, además de refuerzos verticales. Construyendo hasta 08 niveles.

Para el diseño de estructuras de concreto armado se consideran normas vigentes peruanas (RNE, NTP) basadas en normas internacionales (ACI 318-19) y códigos europeos de diseño, además de verificar la calidad de los materiales de construcción (agregados, cemento, acero, etc). En el Perú consideramos: E-020: Norma de Cargas, E-030: Sismorresistente, E-050: Suelos y Cimentaciones y E-060: Concreto Armado.

Esta normativa peruana considera la estructuración, pre-dimensionamiento y dimensiones de la estructura y un análisis detallado de las cargas por carga muerta (peso) y carga viva (uso), en función de la zona, tipo de suelo, tipo de uso y nivel de importancia de la edificación, diseñando propiamente la estructura, así como los elementos estructurales de concreto armado de la misma.

Estructuras de acero

Los Sistemas que se indican a continuación forman parte del Sistema Estructural Resistente a Sismos (RNE E0.30).

Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)

Las columnas se diseñarán para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación. 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 (RNE E0.30).

Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones (RNE E0.30).

Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)

Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones (RNE E0.30).

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 (RNE E0.30).

Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones (RNE E0.30).

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 (RNE E0.30).

III. MÉTODO

3.1 Tipo y diseño de investigación

Este trabajo se basa en el problema de análisis sísmico y el croquis de hormigón armado del proyecto de la empresa de investigación maxi bodegas Paíta, así como su medición e intervención, se realiza de forma

sistemática, por lo que se comparará la hipótesis con el estándar de análisis de terremoto E030 y el estándar E060. (Diseño de hormigón armado), debido a que las variables se miden por números (estándares peruanos), aparte de su naturaleza, no son variables agregadas, sino que se reportan de forma independiente por cada estándar.

El motivo de este estudio es que, al utilizar los métodos utilizados, se considerarán los procedimientos y parámetros del Código Peruano para encontrar un diseño sísmico adecuado para cada tipo de edificación.

En trabajo de investigación corresponde al diseño no experimental. En concreto, se trata de un estudio descriptivo, explicativo, transversal con métodos cuantitativos, que se caracteriza por: (b) Cuando se utiliza el software ETABS para aplicar los estándares E060 y E030 Se realizó la intervención; (c) Las mediciones se realizaron solo en un momento. (D) El propósito fue diseñar los sistemas sísmicos y estructurales del edificio. Además de la descripción estadística y comparación de la descripción, se rechazó la hipótesis nula porque el diseño cumplía con los estándares peruanos (Hernández, Fernández y Baptista, 2014; Hernández-Sampieri y Mendoza, 2018).

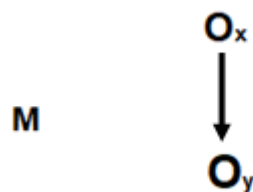


Imagen 2.-Esquema de diseño.

La descripción de nuestro esquema es (M: Muestra (Proyecto Maxi bodega Paita)), (O_x: La variable influencia (Análisis sísmico)), (O_y: La variable influida (Diseño estructural)).

3.2 Variables y operacionalización

Las variables estudiadas son:

Variable independiente: Empleo de muros de concreto armado y albañilería confinada.

Variable dependiente: Análisis sísmico estructural de la edificación.

3.3 Población, muestra y muestreo

Según Hernández (2014) la población es el universo que constituye el objeto de la investigación (p. 63). La población del presente estudio está constituida por el Proyecto “MAXIBODEGAS-PAITA” departamento Piura.

En la investigación, la población es el supermercado en su conjunto, Piura-Paita. El muestreo no fue aleatorio, fue tomado por conveniencia.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Los instrumentos para la elaboración de datos serán a través de las normas técnicas de edificaciones vigentes: “A.020, E.020, E.030, E.050, E.060 y E.070”.

3.5 Procedimientos

Se realizará un dimensionamiento de los elementos estructurales siguiendo las reglas de pre dimensionamiento para concreto armado, luego se realizará un análisis sísmico preliminar empleado por el programa Etabs, esto tendrá como fin el evaluar los desplazamientos, factores de corrección y realizar un análisis modal, se incluirá un metrado de cargas y finalmente se realizará el diseño de acero para cada elemento estructural de acuerdo a los resultados de los esfuerzos por flexión y corte.

3.6 Método de análisis de datos

Se debe considerar que los datos obtenidos son numéricos, porque deben ser procesados para encontrar su significado investigativo y hacer los ajustes matemáticos necesarios.

Se propuso un método cuantitativo para estudiar la hipótesis que se planteó al inicio del proyecto. El análisis de datos se relaciona con una hipótesis, que se basa en la recolección de datos, utilizando un software certificado que ha sido verificado por un profesional responsable, el software se mostrará en una tabla, luego se verificará y comparará con la hipótesis de investigación.

3.7 Aspectos éticos

Toda construcción y edificación a ser diseñadas para luego ser dirigida, deberá resistir los movimientos sísmicos y la única garantía de esto es el respeto a los reglamentos de edificación y construcción.

IV. RESULTADOS

4.1 FACTORES PARA EL ANÁLISIS.

Utilizando un modelo matemático tridimensional, se realizó un análisis sísmico, en el que los elementos estructurales verticales están conectados por un diafragma horizontal, el cual se considera infinitamente rígido en el plano. Para el análisis de edificios se utilizan los factores sísmicos especificados en la norma de diseño sísmico (NTE E.030):

Tabla 1.-Cuadro de factores para el análisis.

Factor	Nomenclatura	Clasificación Categoría Tipo	Valor	Justificación
Zona	Z	4	0.45	<i>Zona Sísmica 4: Piura</i>
Uso	U	C	1.0	<i>Edificaciones Comunes: Tiendas - Oficinas</i>
Suelo	S	S2 <i>Tp (s)</i>	1.2 0.6	<i>Suelo ML – limo arcilloso plástico (de E.M.S.)</i>
Coefficiente de reducción	Rx	<i>Concreto Amado Sistema Dual</i>	3.00	<i>Muros de Albañilería confinada (regular)</i>
	Ry	<i>Concreto Amado Sistema Aporticado</i>	6.00	<i>Muros de Concreto Armado (regular)</i>

4.1.1 FUERZAS SISMICAS VERTICALES

El factor de superficie total se clasifica como Z4. Por lo tanto, se considera que la fuerza sísmica es 2/3 del valor de la fuerza en sentido horizontal.

4.2 ANÁLISIS DINÁMICO

4.2.1 ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACION

De acuerdo con las recomendaciones de la norma técnica E.030, se utiliza un método de respuesta para desarrollar el análisis dinámico de la estructura con el fin de comparar el esfuerzo cortante mínimo en su cimentación y compararlo con el análisis estático. Todas las operaciones en cada dirección (X e Y) del edificio en el plano.

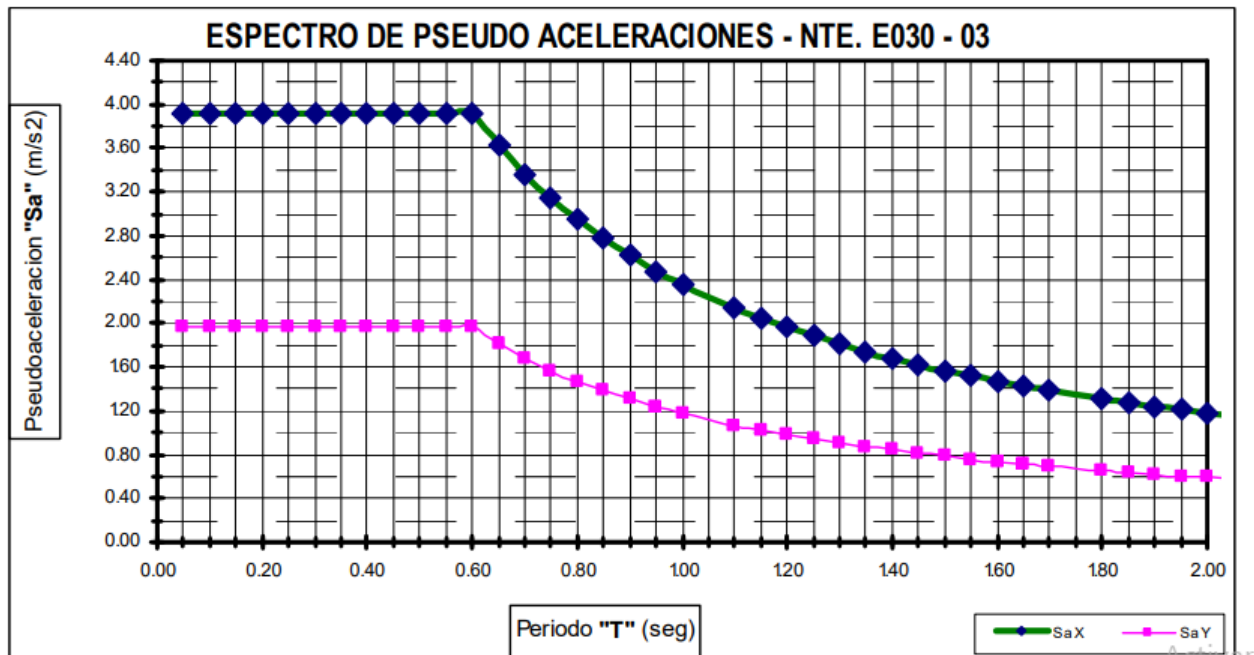


Imagen 3.-Grafica de espectro pseudo aceleraciones.

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} \cdot g \quad ; \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad \text{y} \quad C = 2.5(T_p/T) < 2.5$$

T	C=2.5(Tp/T)	"C" correg	Sa X	Sa Y
0.05	30.000	2.500	3.924	1.962
0.10	15.000	2.500	3.924	1.962
0.15	10.000	2.500	3.924	1.962
0.20	7.500	2.500	3.924	1.962
0.25	6.000	2.500	3.924	1.962
0.30	5.000	2.500	3.924	1.962
0.35	4.286	2.500	3.924	1.962
0.40	3.750	2.500	3.924	1.962
0.45	3.333	2.500	3.924	1.962
0.50	3.000	2.500	3.924	1.962
0.55	2.727	2.500	3.924	1.962
0.60	2.500	2.500	3.924	1.962
0.65	2.308	2.308	3.622	1.811
0.70	2.143	2.143	3.363	1.682
0.75	2.000	2.000	3.139	1.570
0.80	1.875	1.875	2.943	1.472
0.85	1.765	1.765	2.770	1.385
0.90	1.667	1.667	2.616	1.308
0.95	1.579	1.579	2.478	1.239
1.00	1.500	1.500	2.354	1.177
1.05	1.364	1.364	2.140	1.070
1.10	1.304	1.304	2.047	1.024
1.15	1.250	1.250	1.962	0.981
1.20	1.200	1.200	1.884	0.942
1.25	1.154	1.154	1.811	0.906
1.30	1.111	1.111	1.744	0.872
1.35	1.071	1.071	1.682	0.841
1.40	1.034	1.034	1.624	0.812
1.45	1.000	1.000	1.570	0.785
1.50	0.968	0.968	1.519	0.759
1.55	0.938	0.938	1.472	0.736
1.60	0.909	0.909	1.427	0.713
1.65	0.882	0.882	1.385	0.692
1.70	0.833	0.833	1.308	0.654
1.75	0.811	0.811	1.273	0.636
1.80	0.789	0.789	1.239	0.620
1.85	0.769	0.769	1.207	0.604
1.90	0.750	0.750	1.177	0.589
1.95	0.732	0.732	1.148	0.574
2.00	30.000	2.500	3.924	1.962
2.05	15.000	2.500	3.924	1.962

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name:

Structural and Function Damping
Damping:

Modal Combination
 CQC
 SRSS
 ABS
 GMC
f1: f2:

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF:
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra
Direction Function Scale Factor
U1: Sa X 1.
U2:
UZ: Sa X 0.6666
Excitation angle:

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.):
Override Diaph. Eccen.:

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name:

Structural and Function Damping
Damping:

Modal Combination
 CQC
 SRSS
 ABS
 GMC
f1: f2:

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF:
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra
Direction Function Scale Factor
U1:
U2: Sa Y 1.
UZ: Sa Y 0.6666
Excitation angle:

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.):
Override Diaph. Eccen.:

Imagen 4.-Periodos para el espectro de respuesta en X y Y.

4.2.2 PERIODOS Y MASAS PARTICIPANTES

El período y la masa participativa calculados para 9 formas de modos de vibración (3 modos para cada nivel) a través del análisis dinámico son los siguientes:

Tabla 2.-Ratios de participación de carga modal.

TABLE: Modal Load Participation Ratios			
Item Type	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Percent	Percent
Accel	UX	71.3735	52.9823
Accel	UY	99.1056	83.7846
Accel	UZ	0	0
Accel	RX	99.9435	99.0016
Accel	RY	81.7906	72.0092
Accel	RZ	209.3888	80.6039

Tabla 3.-Periodos y frecuencias modales.

TABLE: Modal Periods And Frequencies			
StepType	Period	Frequency	CircFreq
Text	Sec	Cyc/sec	rad/sec
Mode 1	0.27286	3.66484	23.02687
Mode 2	0.22926	4.36192	27.40671
Mode 3	0.19965	5.00884	31.47145
Mode 4	0.17987	5.55945	34.93101
Mode 5	0.17277	5.78804	36.36731
Mode 6	0.13966	7.16050	44.99073
Mode 7	0.12862	7.77508	48.85224
Mode 8	0.12515	7.99041	50.20519
Mode 9	0.115091	8.68878	54.59315

Tabla 4.-Ratios de masa de participación modal.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepType	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0.27286	0.0002	51.6712	0	0.0002	51.6712	0
Mode 2	0.22926	0.0015	2.3382	0	0.0017	54.0094	0
Mode 3	0.19965	0.0008	25.3296	0	0.0025	79.3391	0
Mode 4	0.17987	0.0022	2.1047	0	0.0047	81.4437	0
Mode 5	0.17277	0.0353	0.1524	0	0.04	81.5961	0
Mode 6	0.13966	0.2491	1.0132	0	0.2891	82.6093	0
Mode 7	0.12862	34.501	0.1303	0	34.7901	82.7396	0
Mode 8	0.12515	7.917	0.1892	0	42.7072	82.9289	0
Mode 9	0.115091	10.2751	0.8557	0	52.9823	83.7846	0

Tabla 5.-Ratios de masa de participación modal.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepType	Period	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0.27286	70.4159	0.0004	1.8863	70.4159	0.0004	1.8863
Mode 2	0.22926	2.5158	0.0029	0.2292	72.9317	0.0033	2.1156
Mode 3	0.19965	21.8083	0.0011	1.5638	94.74	0.0044	3.6794
Mode 4	0.17987	1.7767	0.0029	3.3769	96.5167	0.0072	7.0563
Mode 5	0.17277	0.1692	0.071	2.5568	96.6858	0.0782	9.613
Mode 6	0.13966	1.7643	0.4683	61.8102	98.4502	0.5465	71.4232
Mode 7	0.12862	0.118	48.0956	3.2117	98.5681	48.6421	74.6349
Mode 8	0.12515	0.0738	10.6933	0.7938	98.642	59.3354	75.4287
Mode 9	0.115091	0.3596	12.6738	5.1752	99.0016	72.0092	80.6039

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

Utilizando los valores de todos los parámetros previamente definidos, se calcula el esfuerzo cortante estático, y también se define el peso de la estructura y el coeficiente de expansión dinámica (RNE E0.30).

PESO DE LA ESTRUCTURA (P)

Debido a que la estructura fue clasificada en categoría C, el peso para el análisis sísmico tuvo una consideración constante de carga del 25% en referencia a la carga viva (RNE E0.30).

En azoteas y techo en general se considera el 25% de la carga viva (100%CM + 25%CV) (RNE E0.20).

CARGA MUERTA:

El peso de la estructura y los elementos estructurales está dentro del peso de diseño de la carga estática utilizada. De acuerdo a las características que se pueden notar y describir, se considera el peso de elementos ligeros en paneles, tabiques y acabados:

Peso propio (Aligerado con casetones de tecknoport):

e= 17 cm: 195 kg/m² e= 20 cm: 215 kg/m² e= 25 cm: 245 kg/m²

Peso Permanente: Acabados: 100 kg/m² (RNE E0.20)

Tabiquería móvil: 100 kg/m² (RNE E0.20)

Albañilería: 1800 kg/m² (maciza) (RNE E0.20)

Albañilería: 1350 kg/m (tubular) (RNE E0.20)

CARGA VIVA: Su valor utilizado es de:

- **500 kg/m²** del 1° al 2° nivel (zonas de comercio) (RNE E0.20)
- **400 kg/m²** (corredores y escaleras) (RNE E0.20)
- **100 kg/m²** en techos inaccesibles (RNE E0.20)

Tabla 6.-Peso de la estructura por niveles.

LEVEL	Peso (Tn)	(T-s ² /m)
2	246.340	25.111
1	228.230	23.265
TOTAL	474.570	48.376

4.3.2 FACTOR DE AMPLIFICADO SÍSMICO (C) y PERIODO FUNDAMENTAL (T)

Factor Amplificado Sísmico en el Análisis, se consideró el periodo fundamental estimado en la Norma NTE. E.030, según: **C= 2.5 (Tp/T) ≤ 2.5**

Tabla 7.-Factor de amplificación sísmica

Dirección	Ct	Hn	T = hn/Ct	C	C/R > 0.125

X-X	60	6.20	0.103	2.50	0.8333
Y-Y	60	6.20	0.103	2.50	0.4167

4.3.1 FUERZA CORTANTE EN LA BASE (V)

Se puede determinar la fuerza de corte en la base de una edificación como una parte del peso absoluto de la edificación empleando la siguiente formulación:

$$V = \frac{ZUSC}{R} \cdot P \quad V_x = 0.400 \cdot P = \mathbf{189.83} \quad \text{y} \quad V_y = 0.200 \cdot P = \mathbf{94.91}$$

→

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE EN ELEVACIÓN

Entonces si $T > 0.7s$, una parte de la Cortante basal V denominada F_a se aplicara como fuerza concentrada en la parte superior de la edificación, calculada según: $F_a = 0.07(T)(V) \leq 0.15 V$ (RNE E0.30)

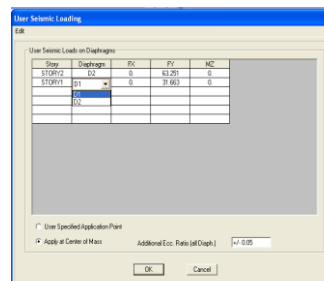
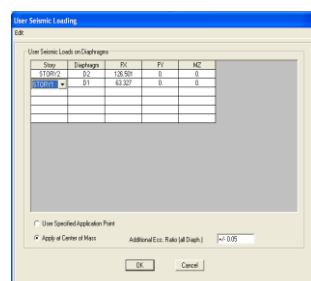
$$\rightarrow T = \mathbf{0.4268} \text{ s} \quad \rightarrow \quad F_a = \mathbf{0}$$

El resto de la Cortante Basal ($V - F_a$) se distribuye en cada nivel de la Edificación, incluyendo el último, según la fórmula (RNE E0.30):

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum(P_i \times h_i)} (V - F_a)$$

Tabla 8.-Fuerza cortante en entresijos.

"F _i " - entresijos					
NIVEL	"P _i " (Tn)	h _i (m)	P _i x h _i	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
2	246.34	6.20	1527.31	126.501	63.251
1	228.23	3.35	764.57	63.327	31.663
TOTAL	474.570		2291.9	189.828	94.914



- Se indican: - Cargas Permanentes (D): Peso propio de la tabiquería en bordes de cada losa (kg/m)
Peso de la estructura metálica transmitido por cada tijera sobre las columnas (kg)
- Cargas Vivas (L1): Transmitidas de las losas hacia las vigas (kg/m)

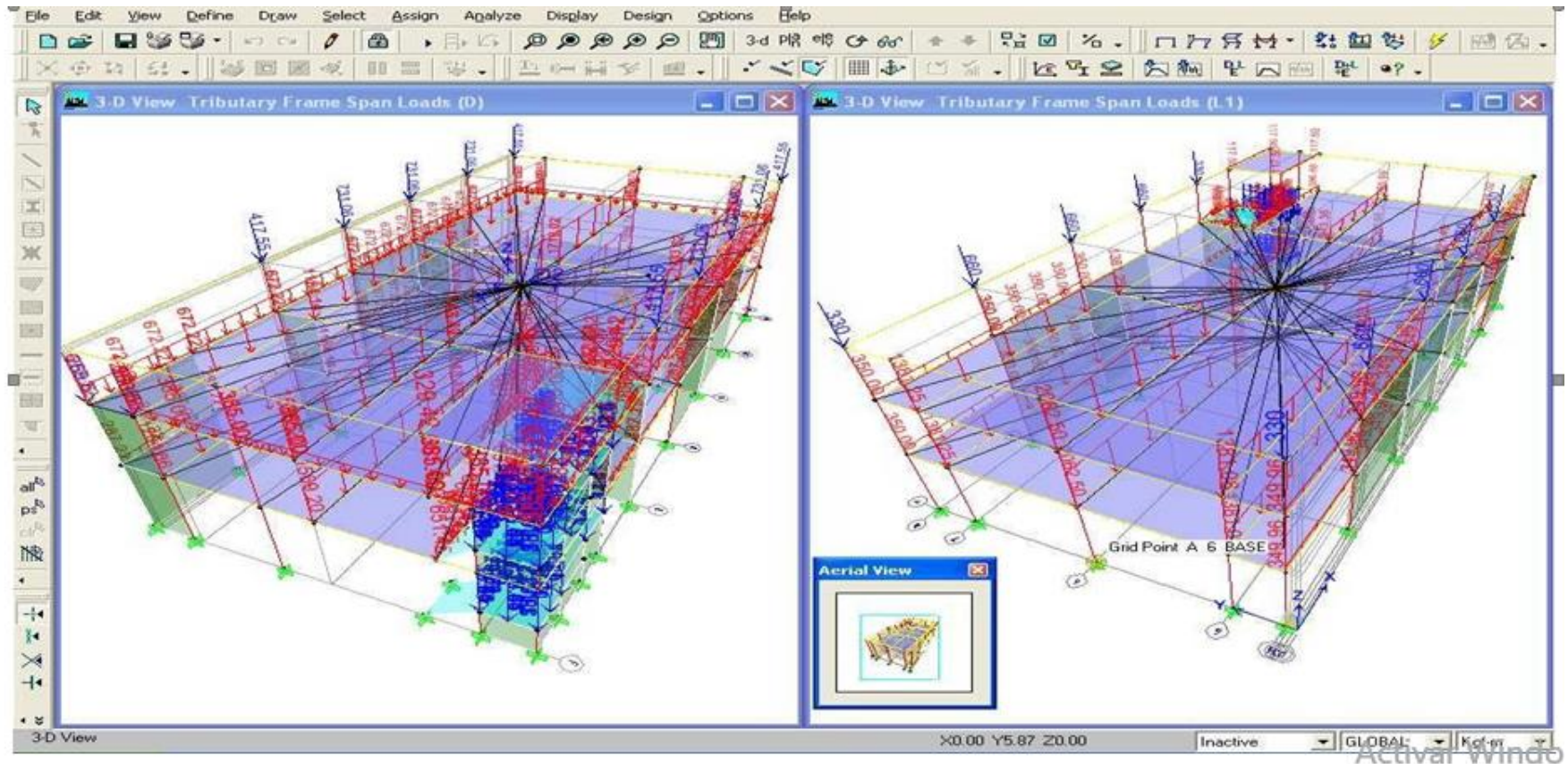


Imagen 5.-Aplicación de cargas muertas y cargas vigas en la estructura.

Se indica Cargas del Sismo Estático en "X": - En borde superior de elementos portantes no diafragmados: vigas (kg/m) y columnas (kg)
- En C.M. de diafragmas del 1° al 2° nive.

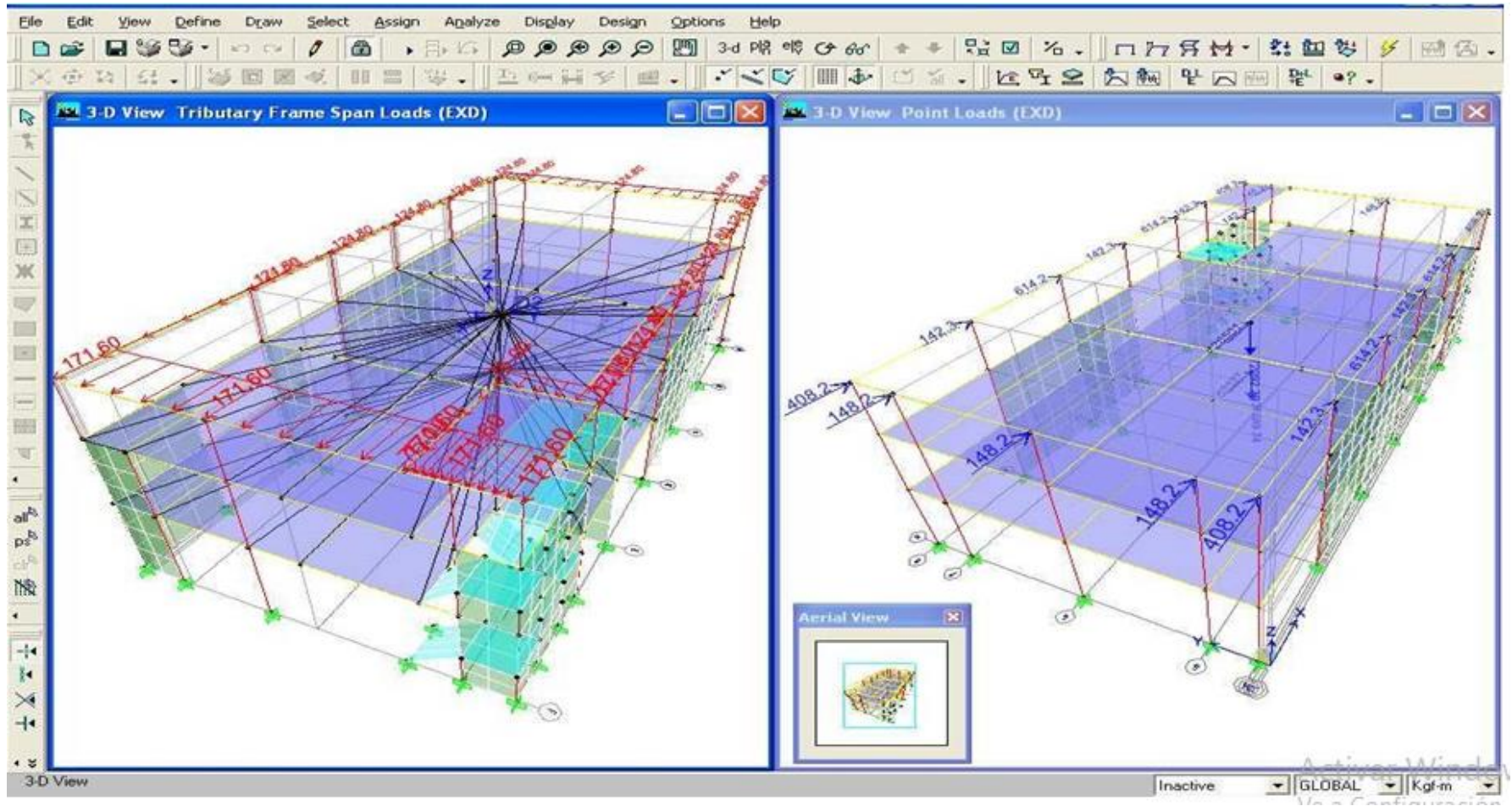


Imagen 6.-Cargas del sismo estaticos en sentido X.

- Se indica Cargas Sísmicas en “Y”:
- En borde superior de elementos portantes no diafragmados: vigas (kg/m) y columnas (kg)
 - En Centro de Masa de diafragmas del 1° al 2° nivel

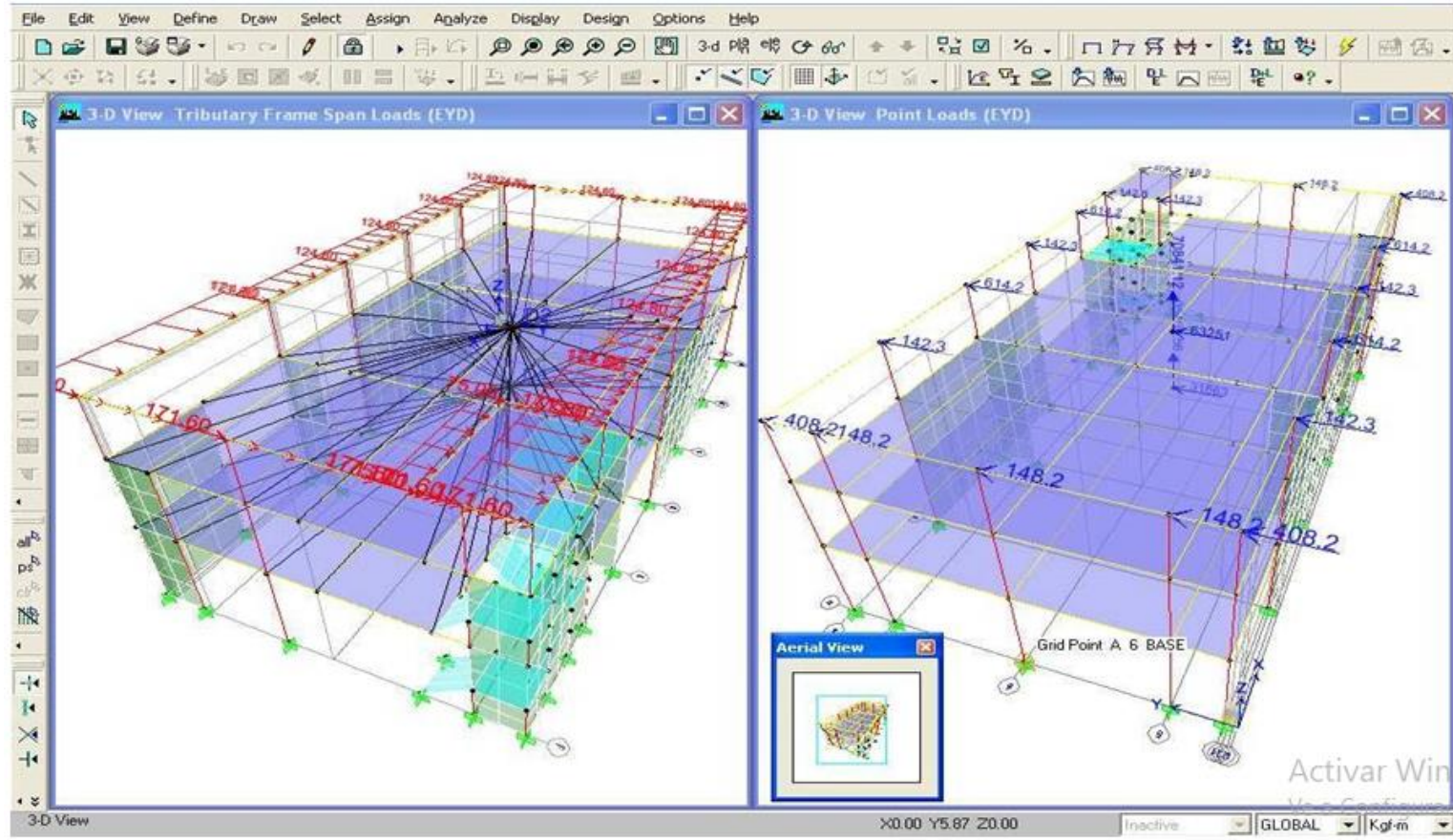
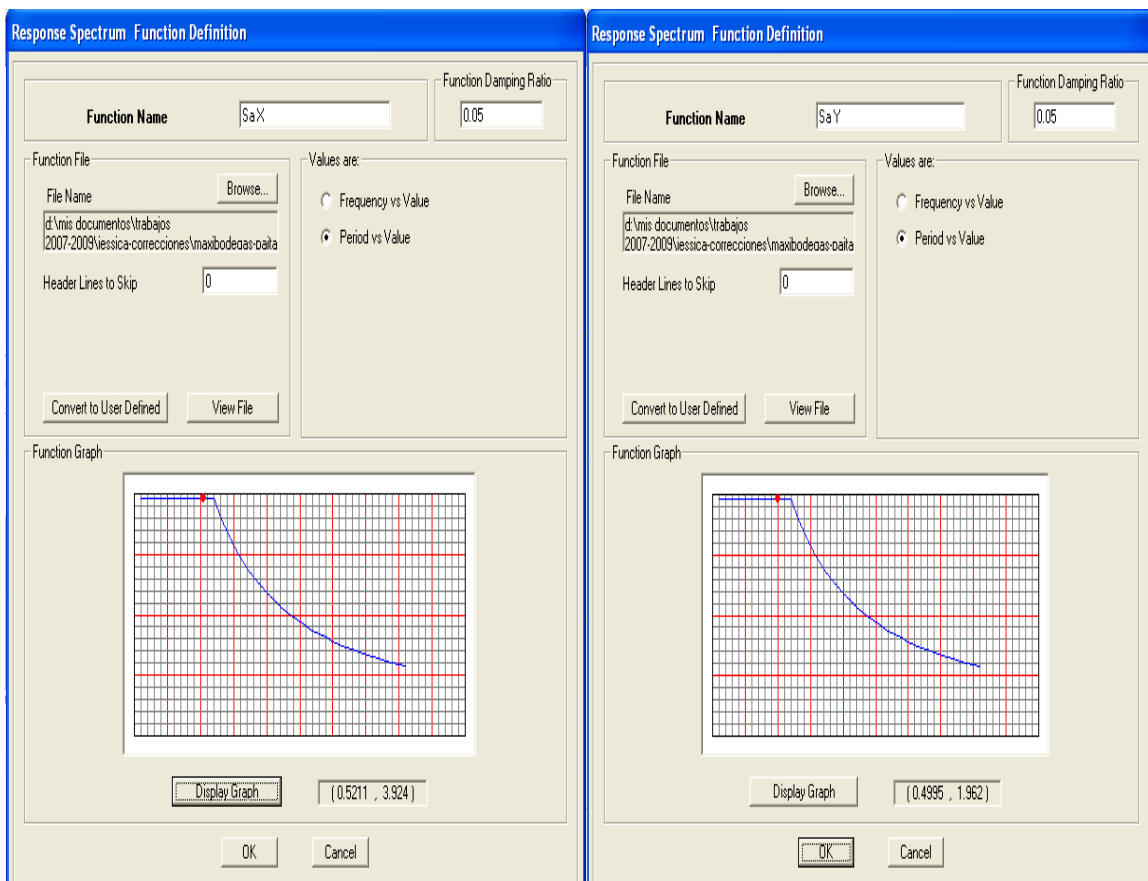


Imagen 7.-Cargas de sismo estático en sentido Y

4.4 FUERZA CORTANTE PARA EL DISEÑO DE COMPONENTES ESTRUCTURALES

Utilizando el criterio de combinación cuadrática completa, se obtiene la respuesta dinámica máxima del esfuerzo cortante de la cimentación, que se calcula para todos los tipos de vibración. Según la normativa vigente, la fuerza cortante estática de los edificios convencionales debe ser inferior al 80% de la fuerza cortante estática, y la fuerza cortante estática de los edificios no convencionales debe ser inferior al 90% de la fuerza cortante estática. Con base en lo anterior, proporcionamos una tabla comparativa de los hallazgos.



Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SPECX 1	U1	U1	0.00	0.22	0.00	-1.301	0.003	2.320
SPECX 2	U1	U1	0.00	-0.12	0.00	0.632	0.022	-1.235
SPECX 3	U1	U1	0.00	0.28	0.00	-1.347	0.009	3.087
SPECX 4	U1	U1	0.00	0.14	0.00	-0.646	0.026	2.360
SPECX 5	U1	U1	0.07	-0.15	0.00	0.797	0.516	-4.491
SPECX 6	U1	U1	0.50	-1.00	0.00	6.834	3.521	-31.509
SPECX 7	U1	U1	68.62	4.22	0.00	-20.797	419.923	-323.158
SPECX 8	U1	U1	15.75	2.43	0.00	-7.882	94.850	-56.296
SPECX 9	U1	U1	20.44	-5.90	0.00	19.817	117.638	-201.867
SPECX 1	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX 2	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX 3	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX 4	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX 5	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX 6	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX 7	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX 8	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX 9	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECX All	All	All	95.24	5.91	0.00	23.028	576.904	520.897

Inactive GLOBAL Ton-m

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SPECY 1	U2	U2	0.11	51.39	0.00	-310.907	0.724	554.535
SPECY 2	U2	U2	-0.06	2.33	0.00	-12.501	-0.427	24.418
SPECY 3	U2	U2	0.14	25.19	0.00	-121.142	0.849	277.621
SPECY 4	U2	U2	0.07	2.09	0.00	-9.967	0.400	36.409
SPECY 5	U2	U2	-0.07	0.15	0.00	-0.828	-0.536	4.665
SPECY 6	U2	U2	-0.50	1.01	0.00	-6.892	-3.550	31.775
SPECY 7	U2	U2	2.11	0.13	0.00	-0.639	12.903	-9.930
SPECY 8	U2	U2	1.22	0.19	0.00	-0.609	7.332	-4.352
SPECY 9	U2	U2	-2.95	0.85	0.00	-2.859	-16.974	29.128
SPECY 1	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY 2	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY 3	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY 4	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY 5	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY 6	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY 7	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY 8	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY 9	U3	U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPECY All	All	All	2.95	60.83	0.00	351.304	17.429	665.965

Inactive GLOBAL Ton-m

Tabla 9.-El cortante dinámico no deberá ser menor al 80% el cortante estático.
Fuente RNE E0.30.

Dirección Block A	ANÁLISIS ESTÁTICO			ANÁLISIS DINÁMICO		FUERZA DISEÑO
	T(s)	V (Tn)	80%V (Tn)	T(s)	V (Tn)	
X-X	0.103	189.83	151.86	0.1286	95.24	151.86
Y-Y	0.103	94.91	75.93	0.2729	60.83	75.93

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES. -

DESPLAZAMIENTOS DE C.M Y EXTREMOS DE DIAFRAGMAS (POR NIVELES)

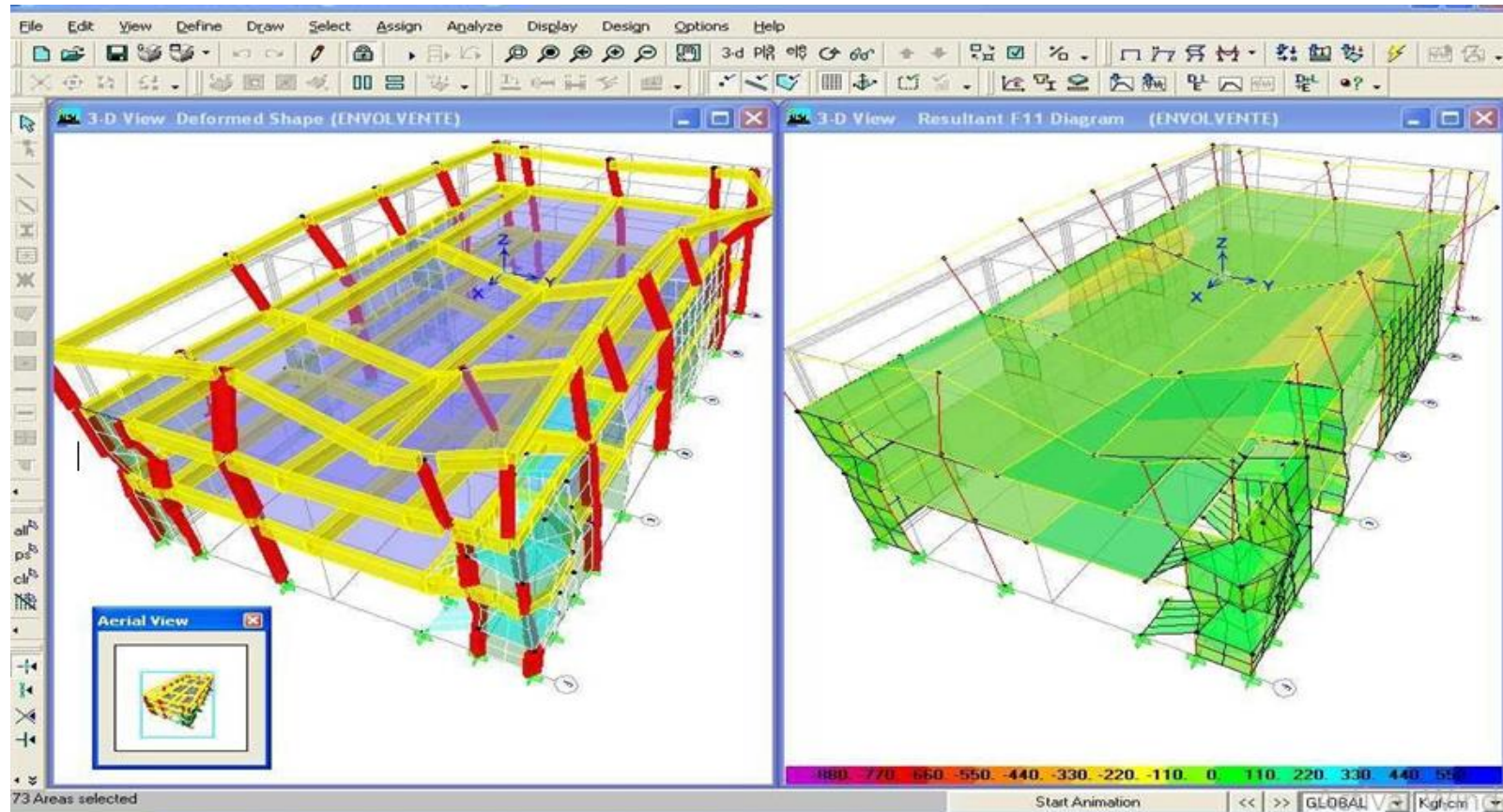


Imagen 8.-Desplazamientos de centro de masa y extremos de diafragma.

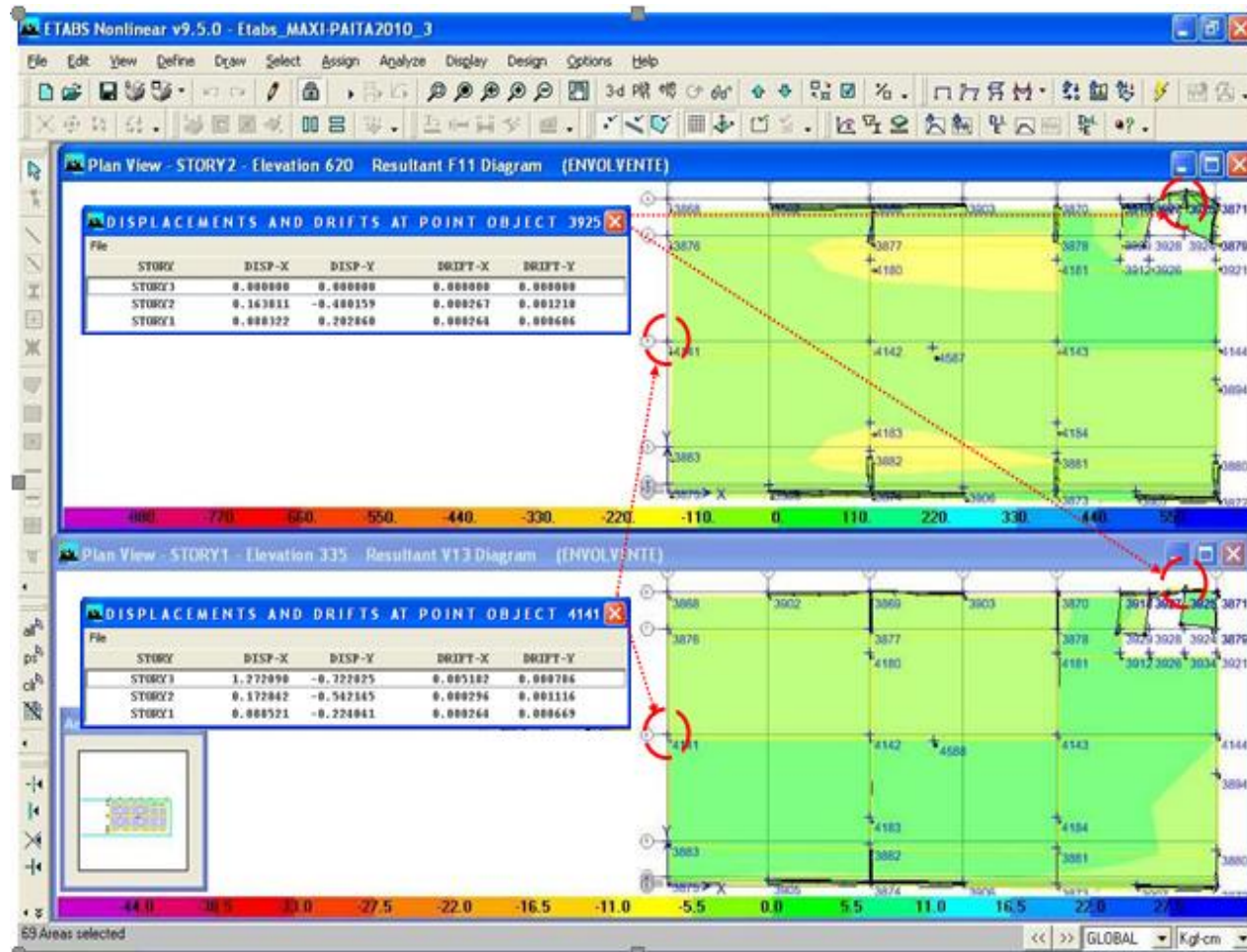


Imagen 9.-Desplazamientos de centro de masa y extremos de diafragma.

Para controlar el desplazamiento lateral, se debe multiplicar el resultado por el valor de 0,75R para calcular el desplazamiento lateral máximo de la estructura (RNE E0.30).

Se toma el desplazamiento del centroide y el eje más lejano.

Los resultados son los siguientes:

Dónde: $\Delta i/h_e$ = Desplazamiento relativo de entrepiso

Además:

$\Delta i_x/h_{e_x}$ (máx.) = **0.0050** máximo permisible Albañilería confinada (RNE E0.30)

$\Delta i_y/h_{e_y}$ (máx.) = **0.0070** máximo permisible Albañilería confinada (RNE E0.30)

Se observa que en el eje del centro de masa como en los ejes más alejados de este en cada dirección de los entrepisos, se cumple con el desplazamiento relativo máximo permisible de entrepiso ($\Delta i/h_e$)_{MAX} en ambas direcciones.

Tabla 10.-Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa

DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO EN EL CENTRO DE MASA									
NIVEL	DIRECCIÓN X-X					DIRECCIÓN Y-Y			
	desplazam. absolt. (cm)	Δi (cm)	he (m)	$\Delta i/h_e$	OBS.	desplazam. absolt. (cm)	Δi (cm)	$\Delta i/h_e$	OBS.
2	0.166	0.177	2.85	0.0006	OK	0.491	1.304	0.0046	OK
1	0.088	0.197	3.35	0.0006	OK	0.202	0.907	0.0027	OK

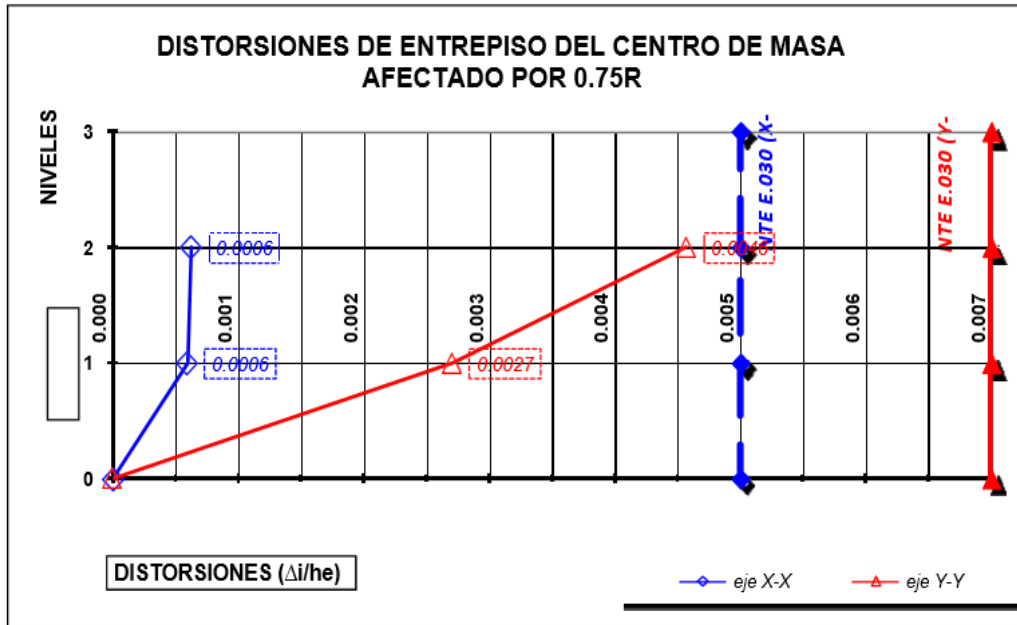


Imagen 10.-Distorsiones de entepiso del centro de masa afectado por 0.75R

Tabla 11.-Desplazamiento relativo de entepiso en el eje extremo.

DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO EN EL EJE EXTREMO									
NIVEL	DIRECCION X-X					DIRECCION Y-Y			
	desplazam. absolt. (cm)	Δi (cm)	h_e (m)	$\Delta i/h_e$	OBS.	desplaz. absolt. (cm)	Δi (cm)	$\Delta i/h_e$	OBS.
2	0.173	0.190	2.85	0.0007	OK	0.542	1.431	0.0050	OK
1	0.089	0.199	3.35	0.0006	OK	0.224	1.008	0.0030	OK

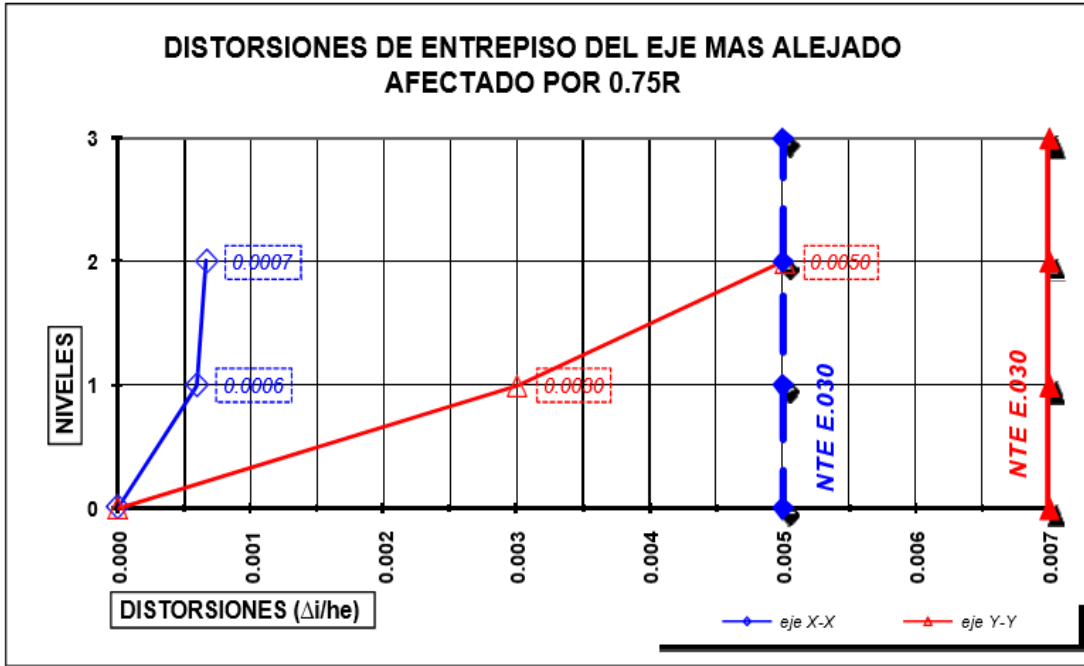


Imagen 11.-Distorsiones de entrepiso del eje mas alejado afectado por 0.75R

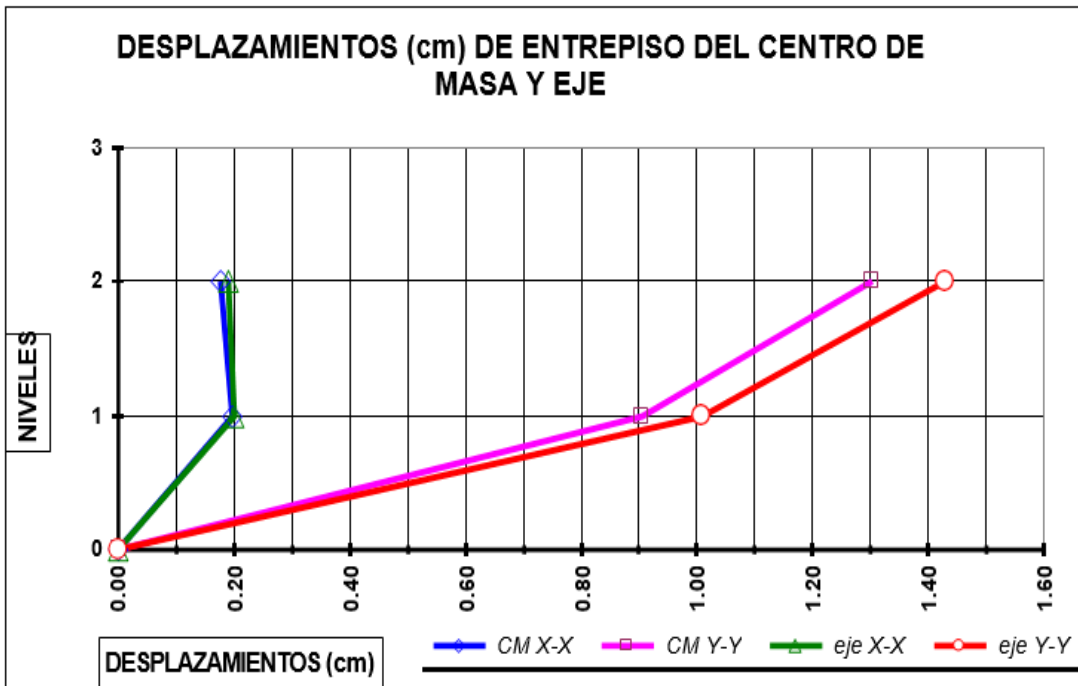


Imagen 12.-Desplazamientos (cm) de entrepiso del centro de masa y eje

DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO ARMADO.

DISEÑO DE CONCRETO EN VIGAS Y COLUMNAS

Diseño de acero longitudinal en todos los elementos frame de concreto armado.

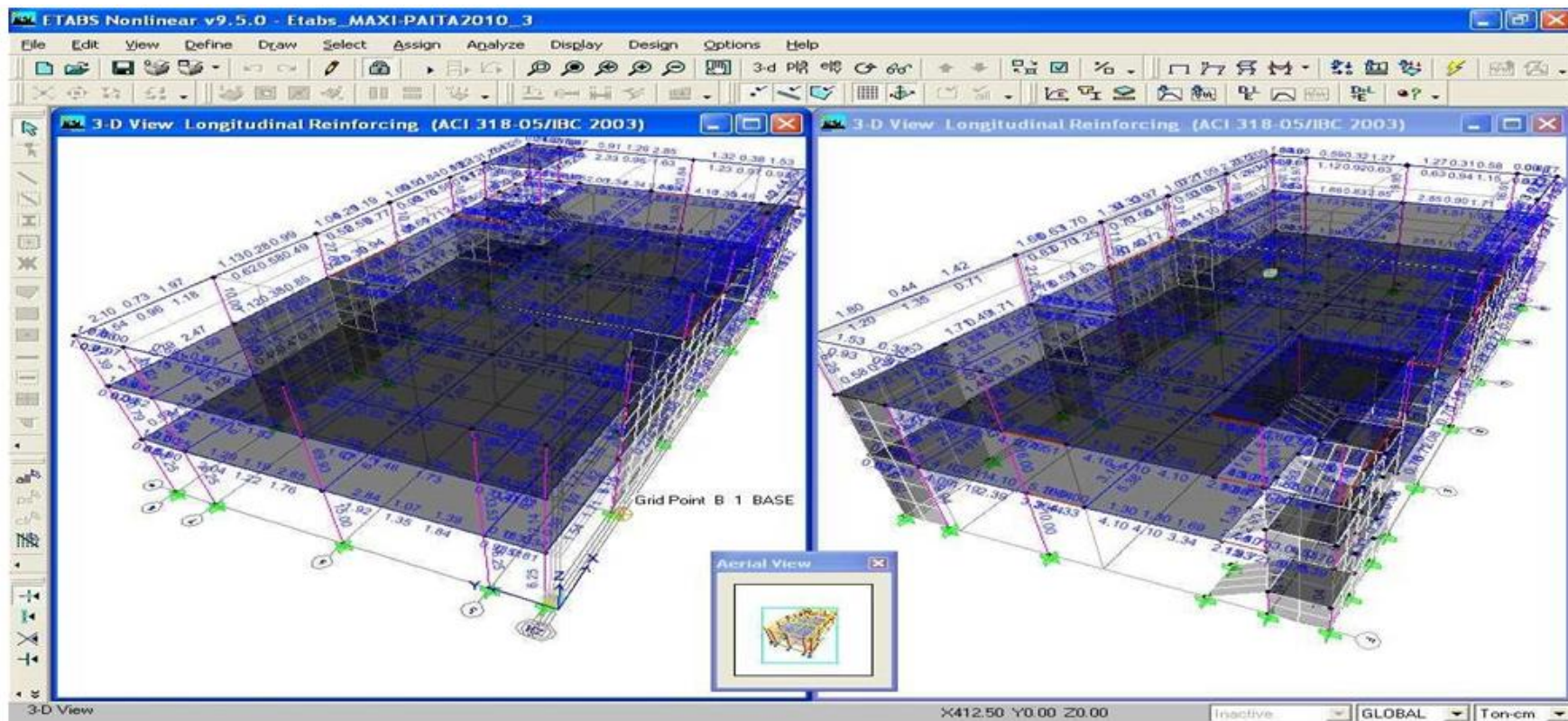


Imagen 13.-Diseño de refuerzo longitudinal, en vigas y columnas.

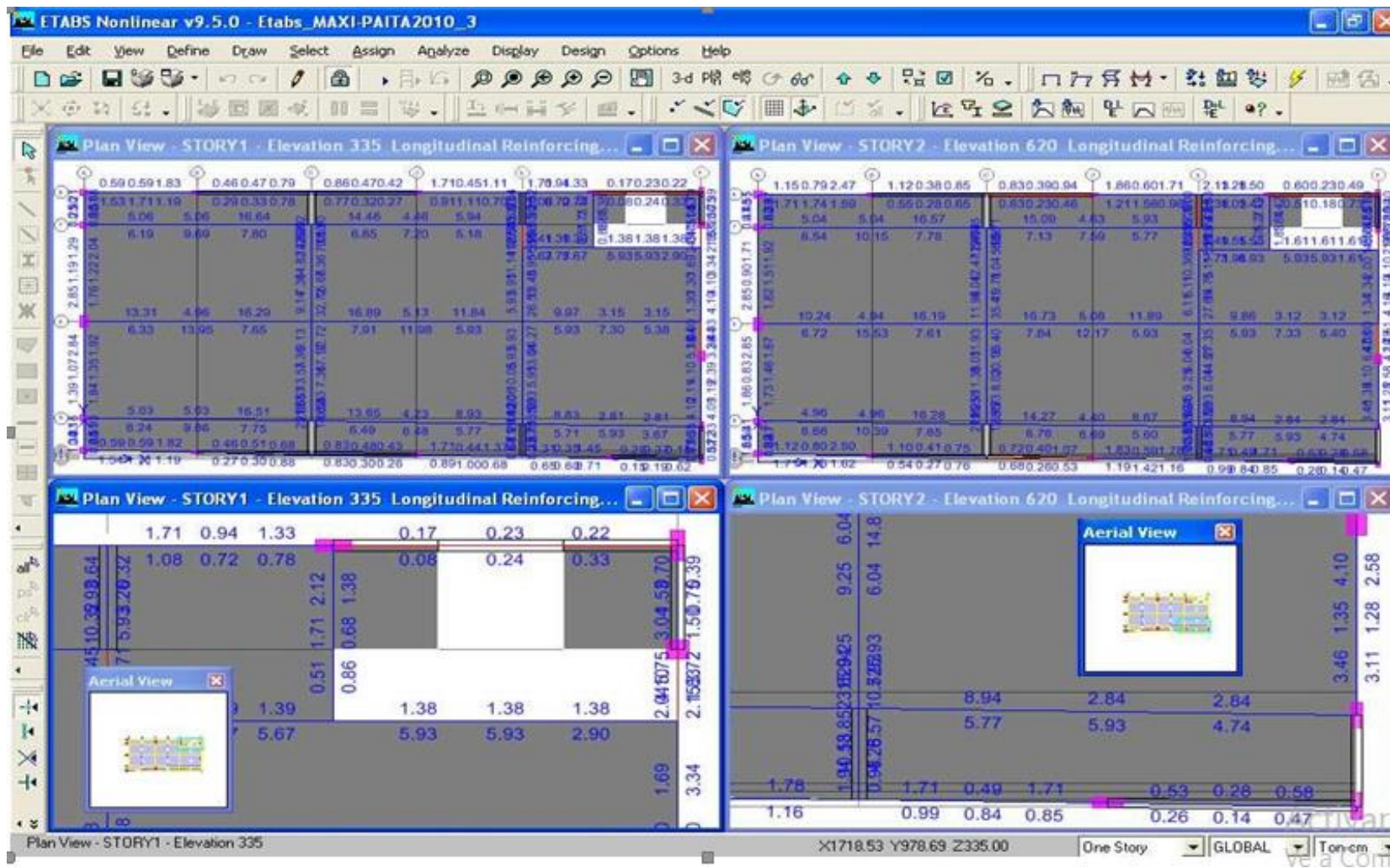


Imagen 14.-Diseño de refuerzo longitudinal, vista en planta.

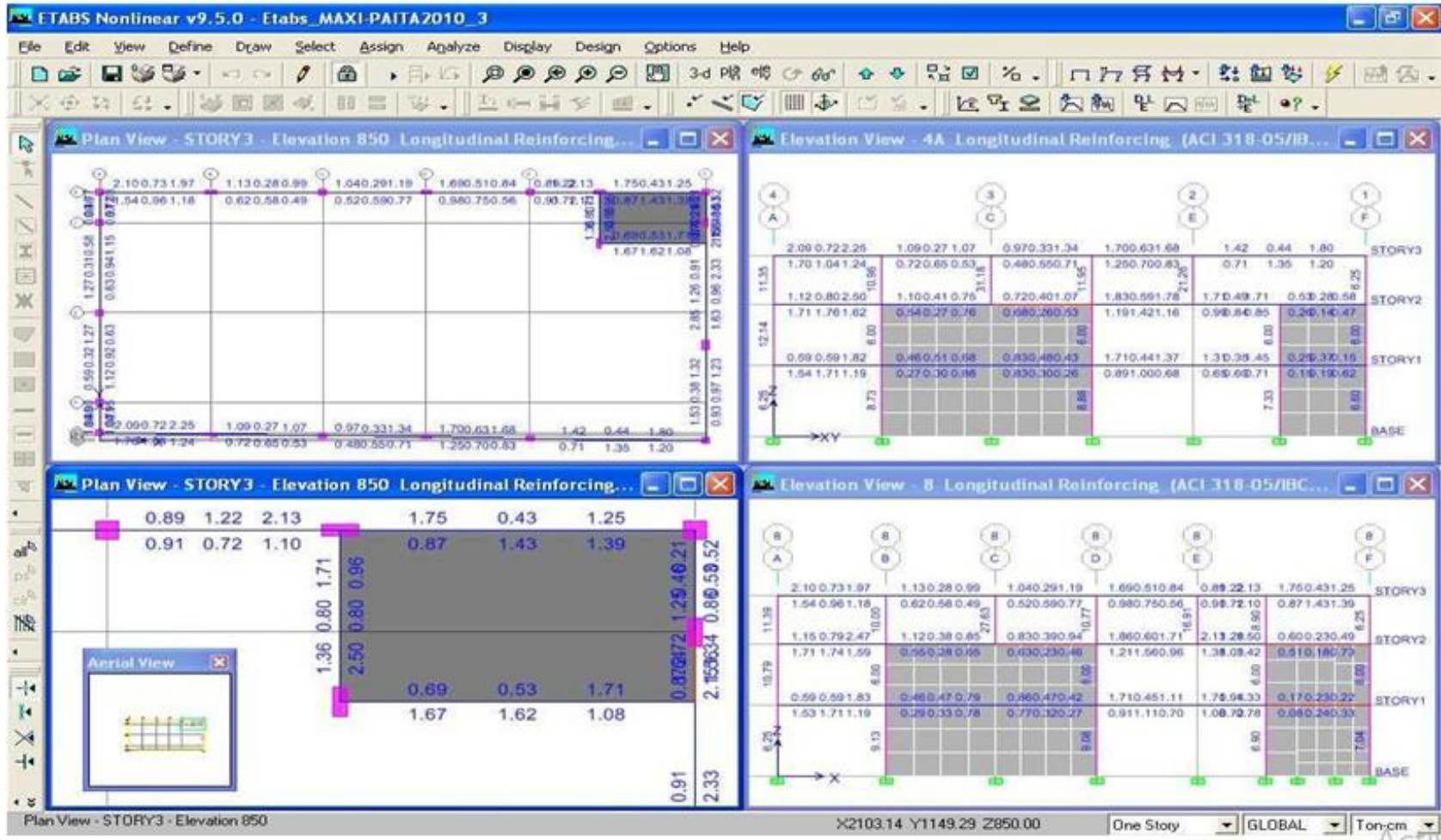


Imagen 15.-Diseño de refuerzo longitudinal, nivel 3.

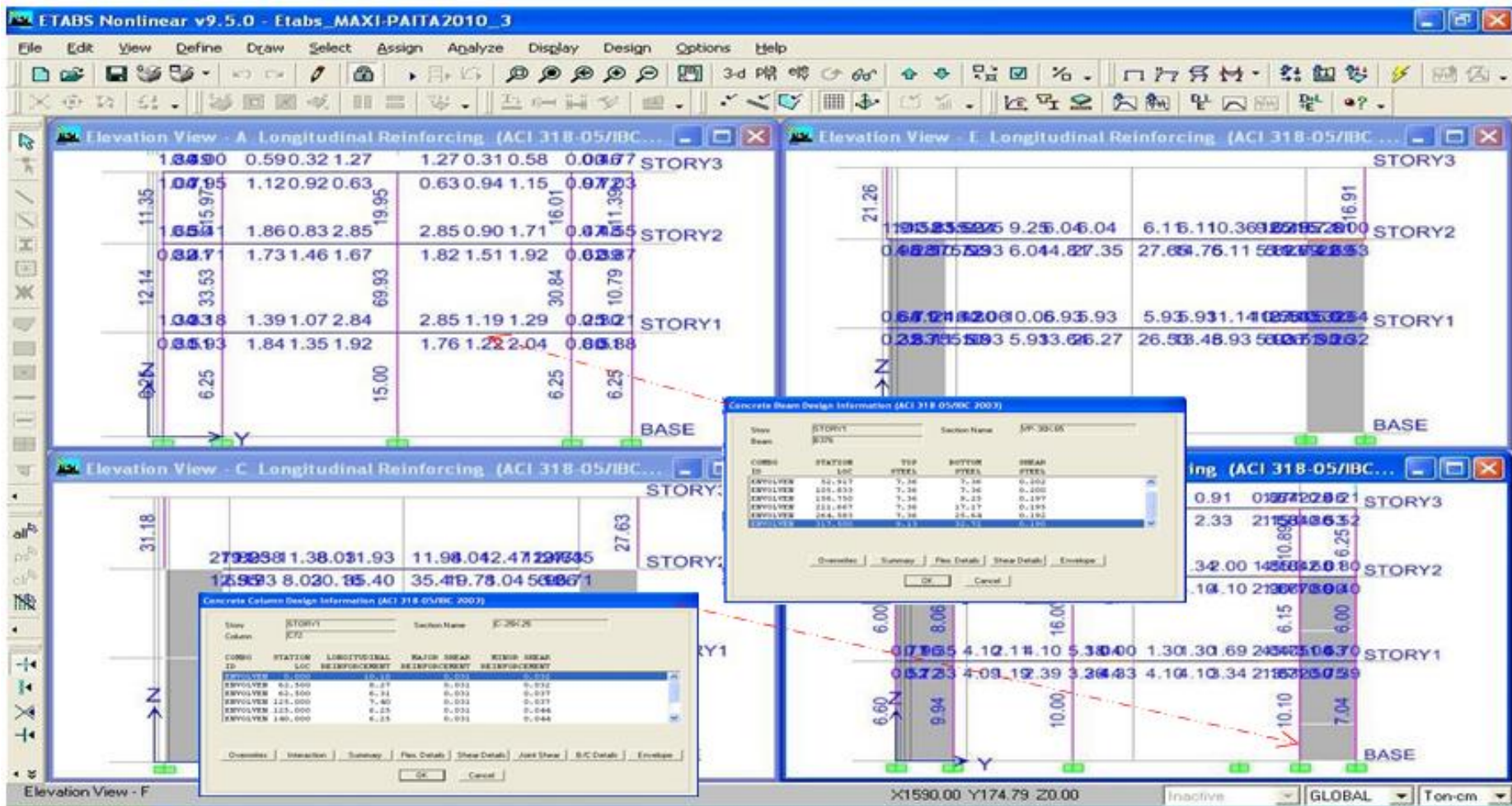


Imagen 16.-Diseño de refuerzo longitudinal, vista en corte.

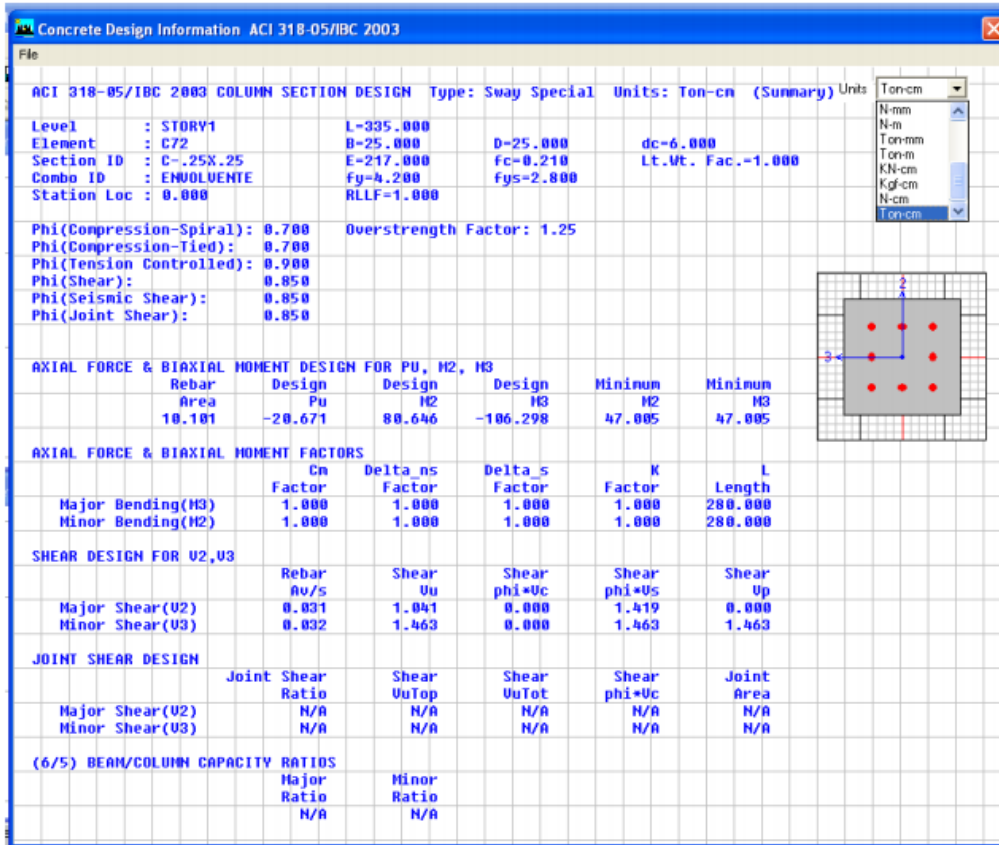


Imagen 17.-Diseño de refuerzo en columnas.

→ Calculo similar para resto de columnas

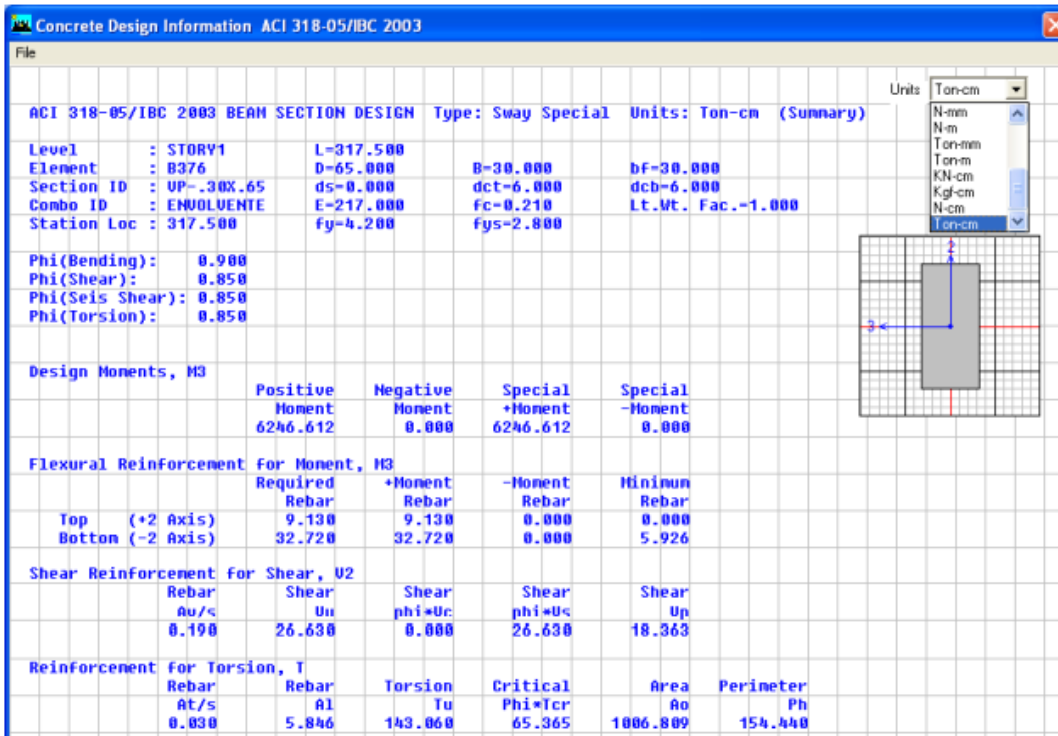


Imagen 18.-Diseño de refuerzo en vigas.

→ Calculo similar para resto de vigas

DISEÑO DE PLACAS DE C°A°

Diseño de acero longitudinal y transversal. Se indican áreas (As) en cm²

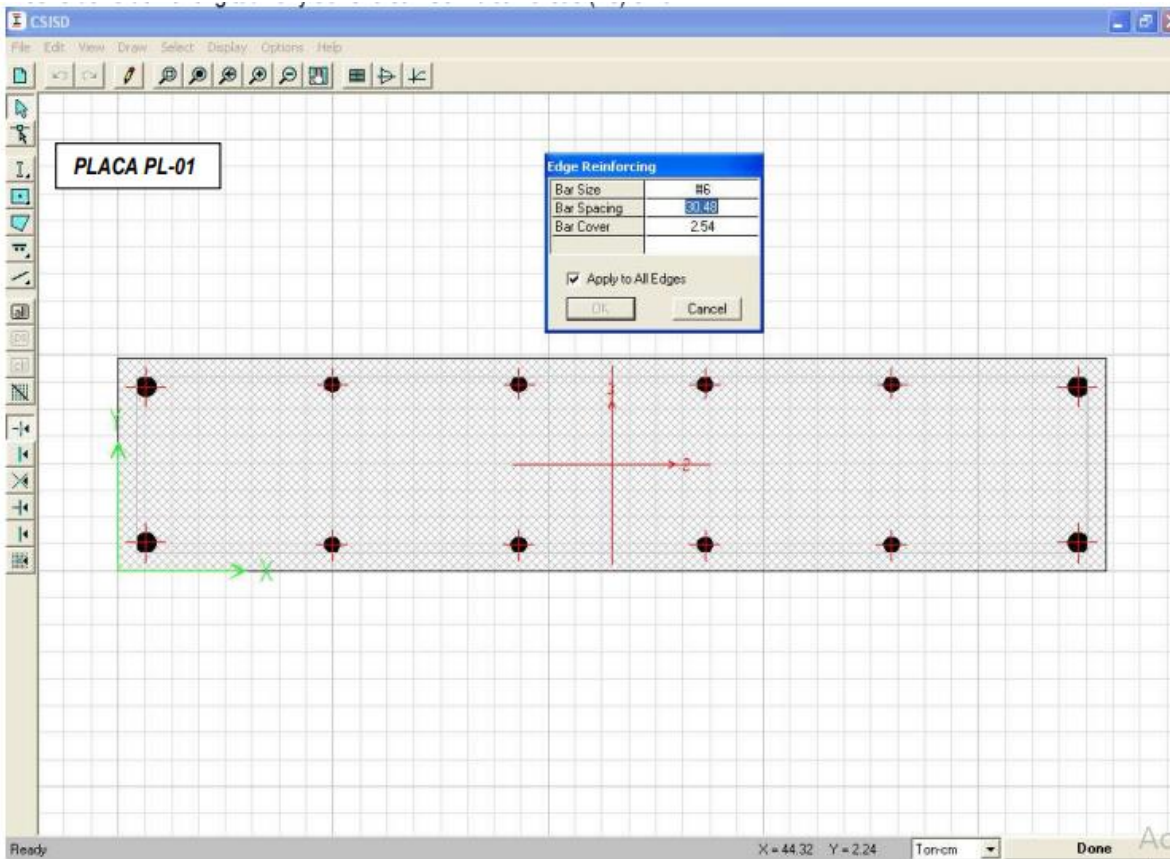


Imagen 19.-Diseño de refuerzo longitudinal y transversal de placas (PL-01).

Nota: Los "As" indicados en gráficos de cada placa son refuerzos preliminares introducidos al programa para iniciar el Calculo. Los refuerzos definitivos calculados se

General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)									
Story ID: STORY1 Pier ID: P3 X Loc: 825 Y Loc: 91.98 Units: Ton-cm									
Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)									
Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag		
Top	0.0039	0.0135	ENVOLVENTE	3.982	592.492	3522.946	4200.004		
Bottom	0.0118	0.0135	ENVOLVENTE	-29.932	-501.680	-8859.271	4200.004		
Shear Design									
Station Location	Rebar cm ² /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn		
Top Leg 1	10.370	ENVOLVENTE	3.982	3522.946	43.757	19.366	43.757		
Bot Leg 1	16.636	ENVOLVENTE	-29.932	-8859.271	42.946	11.643	42.946		
Boundary Element Check									
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit	
Left Top	0.000	ENVOLVENTE	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Right Top	30.488	ENVOLVENTE	134.039	3522.9463	0.068	0.042	44.488	33.333	
Left Bot	34.394	ENVOLVENTE	160.966	-8859.2708	0.129	0.042	48.394	33.333	
Right Bot	34.394	ENVOLVENTE	160.966	6608.0288	0.106	0.042	48.394	33.333	

PLACA PL-01

1° nivel

General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: STORY2 Pier ID: P3 X Loc: 825 Y Loc: 91.98 Units: Ton-cm

Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0107	0.0135	ENVOLVENTE	20.458	801.856	9880.503	4200.004
Bottom	0.0096	0.0135	ENVOLVENTE	-5.828	-687.106	-8076.276	4200.004

Shear Design

Station Location	Rebar cm ² /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	23.019	ENVOLVENTE	20.458	9880.503	71.331	28.018	71.331
Bot Leg 1	24.121	ENVOLVENTE	-5.828	-96.219	70.250	24.864	70.250

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0.00E	ENVOLVENTE	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
Right Top	21.90E	ENVOLVENTE	74.849	9880.5033	0.119	0.042	35.902	33.333
Left Bot	20.65E	ENVOLVENTE	66.247	-8076.2762	0.098	0.042	34.654	33.333
Right Bot	0.00E	ENVOLVENTE	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

PLACA PL-01

2° nivel

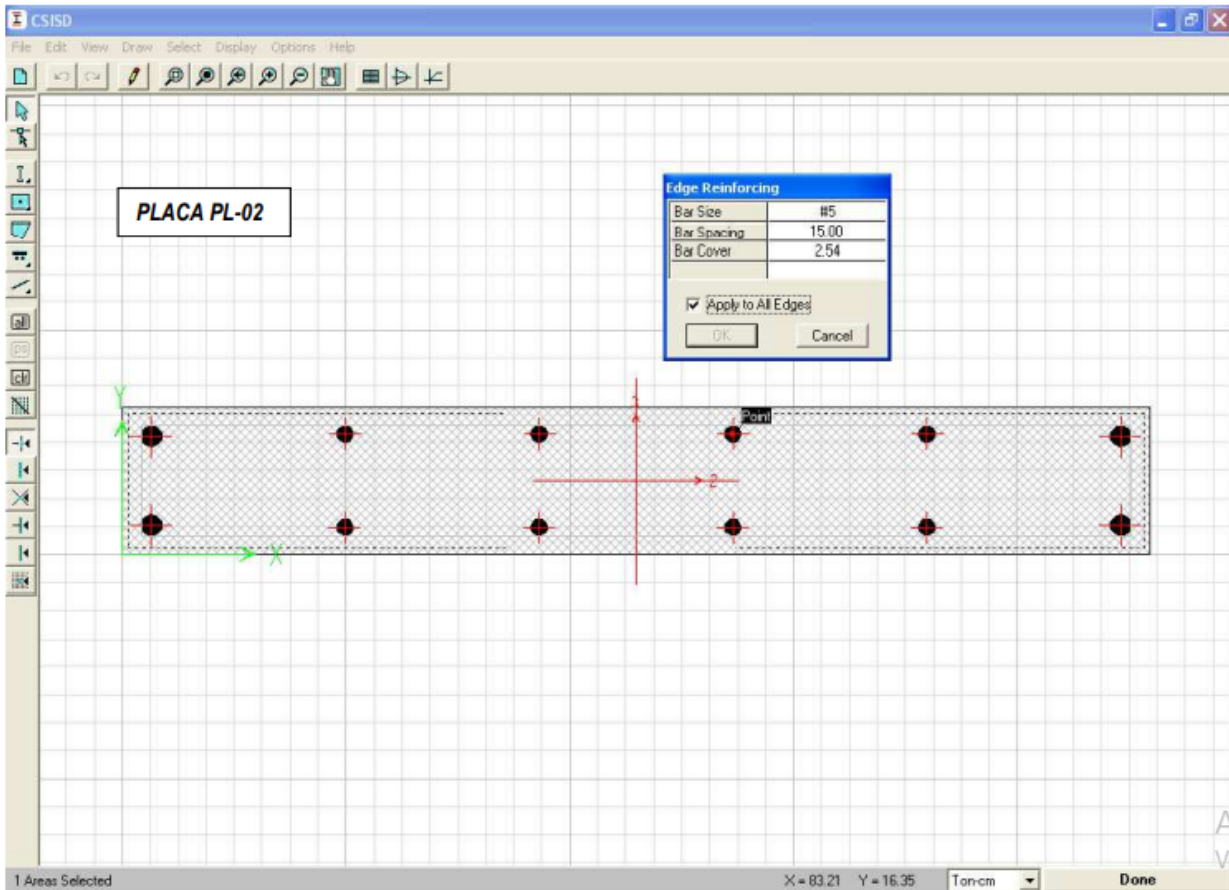


Imagen 20.-Diseño de refuerzo longitudinal y transversal de placas (PL-02).

General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: STORY1 Pier ID: P5 X Loc: 1590 Y Loc: 80.1 Units: Ton-cm

Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0025	0.0203	ENVOLVENTE	125.263	-134.337	665.720	2800.003
Bottom	0.0050	0.0203	ENVOLVENTE	47.720	-138.015	-5544.882	2800.003

Shear Design

Station Location	Rebar cm ² /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	5.000	ENVOLVENTE	45.694	2520.997	22.006	12.911	24.671
Bot Leg 1	5.536	ENVOLVENTE	47.720	-5544.882	22.006	11.589	22.006

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0.000	ENVOLVENTE	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
Right Top	41.120	ENVOLVENTE	125.263	2520.9971	0.083	0.042	55.120	33.333
Left Bot	41.694	ENVOLVENTE	128.415	-5544.8822	0.131	0.042	55.694	33.333
Right Bot	41.694	ENVOLVENTE	128.415	3773.6474	0.104	0.042	55.694	33.333

Compos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

Imagen 21.-Detalles de diseño de refuerzo de placas (PL02) en el 1er nivel.

General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)									
Story ID: STORY2		Pier ID: P6		X Loc: 1590		Y Loc: 1069.79		Units: Ton-cm	
Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)									
Station	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag		
Top	0.0135	0.0203	ENVOLVENTE	21.394	454.928	-7963.458	2800.003		
Bottom	0.0087	0.0203	ENVOLVENTE	23.117	-445.580	5608.107	2800.003		
Shear Design									
Station	Rebar cm ² /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn		
Top Leg 1	16.874	ENVOLVENTE	21.394	-7963.458	46.671	14.922	46.671		
Bot Leg 1	14.354	ENVOLVENTE	23.117	5608.107	46.671	12.911	46.671		
Boundary Element Check									
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit	
Left Top	29.054	ENVOLVENTE	59.809	-2130.7204	0.054	0.042	43.054	33.333	
Right Top	0.000	ENVOLVENTE	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Left Bot	0.000	ENVOLVENTE	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Right Bot	29.556	ENVOLVENTE	62.490	5608.1067	0.108	0.042	43.556	33.333	

Imagen 22.-Detalles de diseño de placas (PL02) en el 2do nivel.

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS DE C°A°

P.Prop. (c/ladrillo teknoport):

e= 0.17m:	195 kg/m ²
e= 0.20m:	215 kg/m ²
e= 0.25m:	245 kg/m ²

A.C.I. 318-2008:

→ $e \approx L/20$
(en cada tramo)

→ $Wu/vig = (1.4W_D + 1.7W_L) * 0.4$ → $Mu(+/-) = coef * (Wu/vig) * L_{PROM}^2$

→ $As = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36Mu}{\phi f_c b d^2}} \right] \frac{b d f_c}{1.18 f_y}$, $\phi = 0.90$ (flexion)

→ verificando As min:

→ $As_{min} = 0.8 \sqrt{f_c} \frac{b \cdot d}{f_y} > 141 * \frac{b d}{f_y}$

→ verificando por corte:

→ $V_{adm} = \phi 0.53 \sqrt{f_c} c b_{inf} d$, $\phi = 0.85$ (cortante)

→ $Vu = coef * (Wu/vig) * L_{PROM}$, en cada tramo. Debe cumplirse: $Vu < V_{adm}$

PAÑO "P - 01":

Wd: P.P. = según "e" kg/m ²	f'c = 210.00 kg/cm ²
tabiq = 100.00 kg/m ²	b _{sup} = 40.00 cm
acab = 100.00 kg/m ²	b _{inf} = 10.00 cm
W _D = (suma) kg/m ²	

Nota: Los paños adyacentes de luces muy cortas (<2m) para el calculo se reemplazan por sus coeficientes equivalentes

As - =	1.650 cm ²	1.252 cm ²	1.428 cm ²
Mu- =	0.939 Tm	0.735 Tm	0.827 Tm
coef =	1/10	1/12	1/10
e losa =	20.00 cm	20.00 cm	
W _o =	215.00 kg/m ²	215.00 kg/m ²	
W _L =	500.00 kg/m ²	500.00 kg/m ²	
W _{Uvig} =	0.572 T/m	0.572 T/m	
L =	4.05 m	3.80 m	
coef =	1/11	1/11	
Mu+ =	0.854 Tm	0.751 Tm	
As+ =	1.360 cm ²	1.194 cm ²	

verificando por cortante:

coef =	0.500	0.575
Vu =	1.159 T	1.251 T
V _{adm} =	1.142 T ... mal	1.196 T ... mal

descontar 1 ladrillo (ensanche de vigueta)

PAÑO "P - 02":

Wd: P.P. = según "e" kg/m ²	f'c = 210.00 kg/cm ²
tabiq = 100.00 kg/m ²	d _{sup} = 40.00 cm
acab = 100.00 kg/m ²	d _{inf} = 10.00 cm
W _D = (suma) kg/m ²	

As - = 1.143 cm ²	0.697 cm ²	0.481 cm ²
Mu- = 0.676 Tm	0.426 Tm	0.299 Tm
coef = 1/10	1/11	1/10

e losa = 20.00 cm 20.00 cm

W_D = 215.00 kg/m² 215.00 kg/m²

W_L = 250.00 kg/m² 250.00 kg/m²

W_{UVIG} = 0.402 T/m 0.402 T/m

L = 4.100 m 2.725 m

coef = 1/11	1/11
Mu+ = 0.616 Tm	0.272 Tm
As+ = 0.973 cm ²	0.426 cm ²

verificando por cortante:

coef = 0.575	0.575
Vu = 0.949 T	0.631 T
V _{adm} = 1.142 T ... ok	1.196 T ... ok

PAÑO "P - 03":

Wd: P.P. = según "e" kg/m ²	f'c = 210.00 kg/cm ²
tabiq = 100.00 kg/m ²	d _{sup} = 40.00 cm
acab = 100.00 kg/m ²	d _{inf} = 10.00 cm
W _D = (suma) kg/m ²	

As - = 1.187 cm ²	0.712 cm ²	0.196 cm ²
Mu- = 0.700 Tm	0.435 Tm	0.125 Tm
coef = 1/10	1/11	1/24

e losa = 20.00 cm 20.00 cm

W_D = 215.00 kg/m² 215.00 kg/m²

W_L = 250.00 kg/m² 250.00 kg/m²

W_{UVIG} = 0.402 T/m 0.402 T/m

L = 4.170 m 2.725 m

coef = 1/11	1/11
Mu+ = 0.636 Tm	0.272 Tm
As+ = 1.008 cm ²	0.426 cm ²

verificando por cortante:

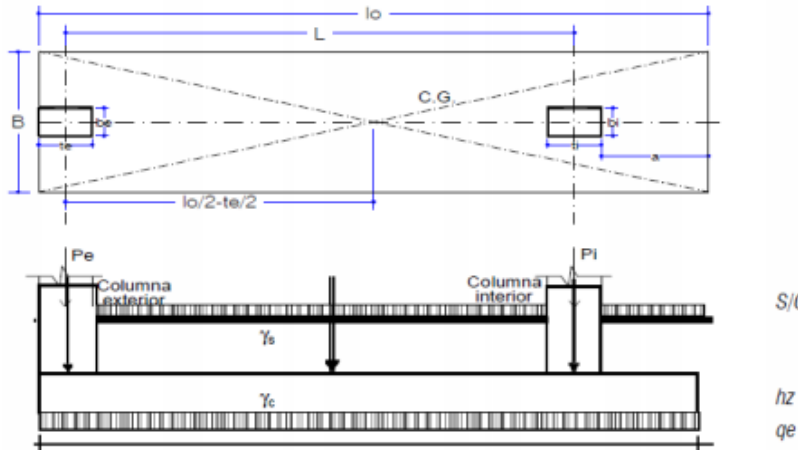
coef = 0.575	0.575
Vu = 0.965 T	0.631 T
V _{adm} = 1.142 T ... ok	1.196 T ... ok

DISEÑO DE ZAPATAS DE C°A°

DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS

ZAPATA ZC-1:

DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA "ZC-01"



▣ **DATOS GENERALES:**

$f_c = 210$ Kg/cm ² (resistencia del concreto)	cargas exteriores	cargas interiores
$f_y = 4200$ Kg/cm ² (lim. Fluencia del acero)	$P_{De} = 6.65$ Tn	$P_{Di} = 14.00$ Tn
$q_a = 1.06$ Kg/cm ² (capacidad portante)	$P_{Le} = 2.95$ Tn	$P_{Li} = 8.50$ Tn
S/C = 500 Kg/m ² (sobrecarga)	$P_{Se} = 4.75$ Tn	$P_{Si} = 3.10$ Tn
$\gamma_s = 2.00$ Tn/m ³ (peso unitario del suelo)	$L = 1.28$ m	
$\gamma_c = 2.40$ Tn/m ³ (peso unitario del concreto)	$be = 0.25$ m	$bi = 0.25$ m
$Df = 1.50$ m (profundidad de cimentación)	$te = 0.25$ m	$ti = 0.25$ m

▣ **DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA (SERVICIO)**

Asumimos una altura de zapata: $hz = 0.45$ m $r = 0.075$ m (con solado)
 Capacidad portante neta del suelo sin y con cargas de sismo: (recubr.inf.)

$q_e = q_a - \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - S/C \dots \dots \dots (1) = 6.92$ Tn/m² Sin sismo
 $q_e^* = 1.33q_a - \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - S/C = 10.42$ Tn/m² Con sismo

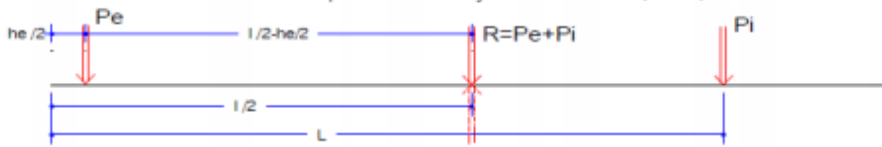
determinamos el área de la zapata: $A_z = l_0 \times B = P_T / q_e$

Sin Sismo: $P_T = P_{Te} + P_{Ti}$
 $P_{Te} = P_{De} + P_{Le} = 9.60$
 $P_{Ti} = P_{Di} + P_{Li} = 22.50$
 $P_T = 32.10$ Tn
 $A_z = 4.64$ m²
 $A_z = 4.64$ m²

hallamos P_T :
 Con Sismo: $P_T = P_{Te} + P_{Ti}$
 $P_{Te} = P_{De} + P_{Le} + P_{Se} = 14.35$
 $P_{Ti} = P_{Di} + P_{Li} + P_{Si} = 25.60$
 $P_T = 39.95$ Tn
 $A_z = 3.83$ m²

Caso mas critico: SIN Sismo

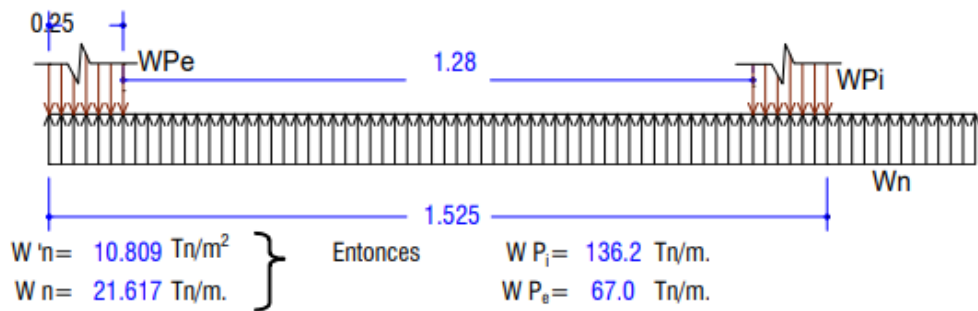
Determinando la resultante "R" equivalente a "Pe" y "Pi": $X_t = P_i \cdot L / R + te / 2 = 1.02$ m



$l_0 = 2 X_t = 2.04$ m y $B = 2.28$ m.
 redondeando: $l_0 = 2.35$ m $B = 2.00$ m $A_z = 4.70$ m²

▣ **DIMENSIONAMIENTO EN ALTURA (ROTURA)**

$P_{Ue} = 1.4 PD + 1.7 PD$ R.N.E. } Se considera la combinacion mas critica en
 $P_{Ui} = 1.25 (PD + PL) + PS$ R.N.E. cada elemento
 $P_{eU} = 16.75$ Tn $P_{TU} = 50.8$ Tn $P_{iU} = 34.05$ Tn



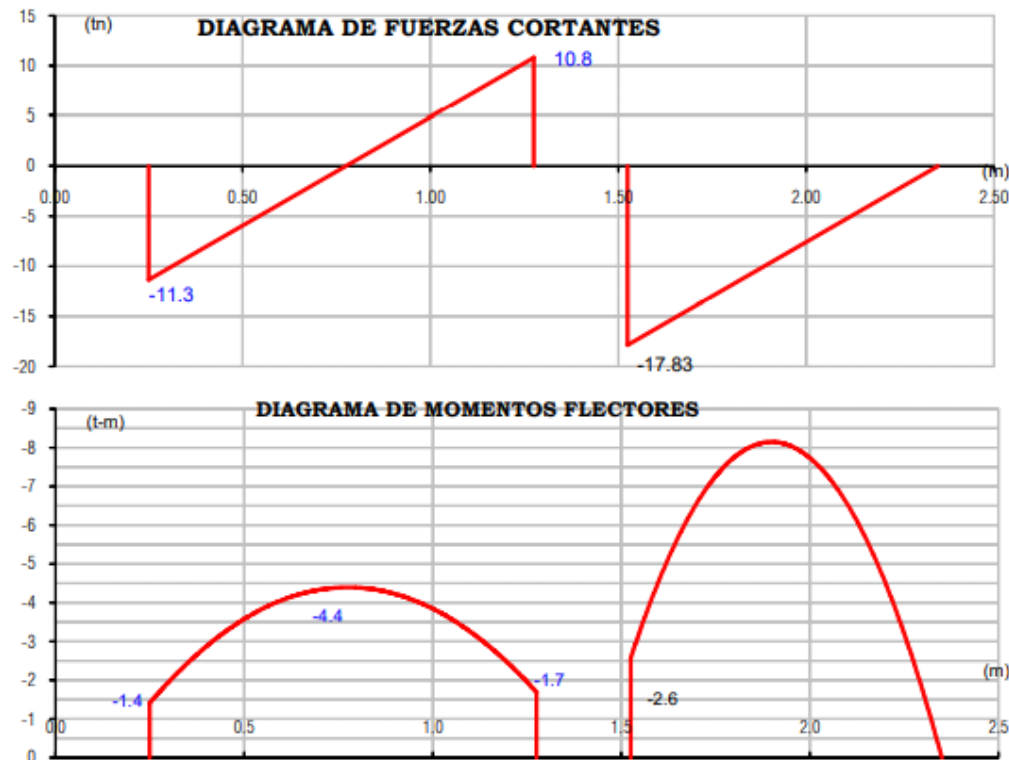
CALCULO DE FUERZAS CORTANTES:

Tramo: $0 \leq X \leq 0.25$:	para $X = 0.25$ (cara de col. ext.)	$V = -11.3 \text{ Tn}$.
Tramo: $0.25 \leq X \leq 1.275$:	para $X = 1.28$ (cara de col. int.)	$V = 10.8 \text{ Tn}$.
	ademas $X_o = 0.77 \text{ m}$.	$V = 0.00 \text{ Tn}$.
Hallamos la cortante a la distancia d : de la cara de las columnas		$d = 0.375 \text{ m}$.
	entonces $X_d = 0.900 \text{ m}$.	$V_u = 2.7053 \text{ Tn}$.
Tramo: $1.525 \leq X \leq 2.35$:	para $X = 1.53$	$V = -17.83 \text{ Tn}$.
	para $X = 2.35$	$V = 0.00 \text{ Tn}$.

CALCULO DE MOMENTOS FLECTORES:

Tramo: $0 \leq X \leq 0.25$:	para $X = 0.3$	$M = -1.4 \text{ Tn-m}$
Tramo: $0.25 \leq X \leq 1.28$:	para $X = 0.77$	$M_{max} = -4.4 \text{ Tn-m}$
	para $X = 1.28$	$M = -1.692 \text{ Tn-m}$
Tramo: $1.525 \leq X \leq 2.35$:	para $X = 1.53$	$M = -2.6 \text{ Tn-m}$
	para $X = 1.94$	$M = -8.1 \text{ Tn-m}$
	para $X = 2.35$	$M = 0.0 \text{ Tn-m}$

Con los valores obtenidos trazabdo los D.F.C. y D.M.F.



VERIFICACIÓN POR CORTE:

$h_z = 0.45 \text{ m}$.

Corte Tipo Viga: considerando la resistencia del concreto al corte, determinamos mediante las siguientes condiciones y ecuaciones el refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ (resistencia del concreto al corte)

$$V_s = (V_n - V_c) > 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{relación que restringe el diseño por corte})$$

$$S_{\max} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{\max} \leq d/2 \quad (\text{separación máxima entre estribos})$$

$$S = \frac{A_v f_y \phi d}{V_u - \phi V_c} \quad (\text{separación entre estribos}) \quad A_{v \min} = 3.52 \frac{b_w S_{\max}}{f_y} \quad (\text{área por corte mínim.})$$

DATOS:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$\phi V_c = 48.96 \text{ Tn} > V_u = 2.71 \text{ Tn} \rightarrow$	NO usaremos estribos
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$S_{\max} = 18.8 \text{ cm.}$	$A_{v \min} = 3.1429 \text{ cm}^2$
$b = 200 \text{ cm}$	En cada rama colocaremos:	$A_v = 4.26 \text{ cm}^2$
$d = 37.5 \text{ cm}$	El cortante para S_{\max} :	$V_{S_{\max}} = +/- 79.379 \text{ tn}$
$V_u = 2.7 \text{ m-Tn}$	Separación máxima en:	$X = -2.90 \text{ a } X = 4.45 \text{ m}$
$\phi = 0.85$ (cortante)	Separación mínima:	$S = -24.7 \text{ cm}$

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO:

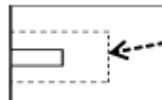
$$\phi = 0.85 \quad f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Columna Externa

$$b_e = 25.0 \text{ cm}$$

$$t_e = 25.0 \text{ cm}$$

$$P_{e_u} = 16.8 \text{ In.}$$



$$b_o = 150 \text{ cm}, \quad d = 37.5 \text{ cm}$$

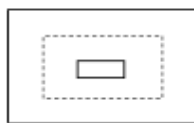
$$\phi V_{cc} = 76.22 \text{ Tn} > V_{uc} = 13.8 \text{ In.} \quad \dots \text{OK}$$

Columna Interna

$$b_i = 25.0 \text{ cm}$$

$$t_i = 25.0 \text{ cm}$$

$$P_{i_u} = 34.1 \text{ Tn.}$$



$$b_o = 250 \text{ cm}, \quad d = 37.5 \text{ cm}$$

$$\phi V_{cc} = 127 \text{ Tn} > V_{uc} = 29.8 \text{ Tn.} \quad \dots \text{OK}$$

FLEXIÓN LONGITUDINAL:

$$M_{\max} = 4.4 \text{ Tn-m} \quad (\text{en valor absoluto})$$

Verificando primero si la sección de la zapata requiere acero en compresión:

DATOS:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$\beta_3 = 0.85$ ($f'_c < 280$)	} $\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot \beta_3 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.0213$
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$\beta_1 = 0.85$	
$b = 200 \text{ cm}$	$\rightarrow \rho_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b$ (con sismo) ó $0.50 \cdot \rho_b$ (sin sismo)	$= 0.0159$
$d = 37.5 \text{ cm}$		no necesita refuerzo en compresión
$\phi = 0.90$ para flexión	$\rightarrow M_b = 137.7 \text{ Tn-m}$	conclusión:

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M u}{\phi f'_c b d^2}} \right] \frac{b d f'_c}{1.18 f_y} = 3.12 \text{ cm}^2, \quad A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 16.2 \text{ cm}^2$$

Acero Superior:	8 # 5 @ 26.1 cm	$\alpha_b = 2.54 \text{ cm}$
Acero Inferior:	8 # 5 @ 26.1 cm ($A_{s \min}$)	$\alpha_b = 1.27 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo de las barras superiores:

$$l_{db} = 64.008 \text{ cm}$$

$$l_{db} = 88.115 \text{ cm}$$

aplicando factores de reducción: $a = 1.4$ $b = 1$

$$l_{d \phi} = 123 \text{ cm}$$

EN EL VOLADO:

$$M = -2.6 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M u}{\phi f'_c b d^2}} \right] \frac{b d f'_c}{1.18 f_y} = -1.808 \text{ cm}^2, \quad A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 16.2 \text{ cm}^2$$

Acero Superior:	8 # 5 @ 26.1 cm	$\alpha_b = 1.59 \text{ cm}$
Acero Inferior:	8 # 5 @ 26.1 cm	$\alpha_b = 1.59 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo de las barras superiores:

$$l_{db} = 40.005 \text{ cm}$$

$$l_{db} = 34.42 \text{ cm}$$

aplicando factores de reducción: $a = 1.4$ $b = 1$

$$l_{d \phi} = 56 \text{ cm}$$

VIGAS TRANSVERSALES:

Bajo Columna Exterior:

$$M_u = 12.824 \text{ Tn-m}$$

Refuerzo por flexión:

DATOS:

hallamos el ρ_b , que es igual a:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$\beta_3 = 0.85$	} $\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot \beta_3 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$\rho_b = 0.0213$	
$b = 43.8 \text{ cm}$	$\rho_{\max} = 0.0159$	SIN SISMO

Longitud de desarrollo de las barras superiores:

$$\left. \begin{array}{l} l_{db} = 50.4 \\ l_{db} = 54.631 \end{array} \right\} \text{aplicando factores de reducción:} \quad \begin{array}{l} a = 1.4 \\ l_{d\emptyset} = 76.5 \text{ cm} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} b = 1 \end{array} \right.$$

Refuerzo por Corte

DATOS:

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 63 \text{ cm}$$

$$d = 37.5 \text{ cm}$$

$$V_u = 29.79 \text{ tn}$$

$$\emptyset = 0.85 \text{ para cortante}$$

$$\emptyset V_C = 15.3 \text{ Tn} < V_u = 29.79 \text{ Tn}$$

Entonces : **si usaremos estribos**

$$S_{\max} = 18.75 \text{ cm.}$$

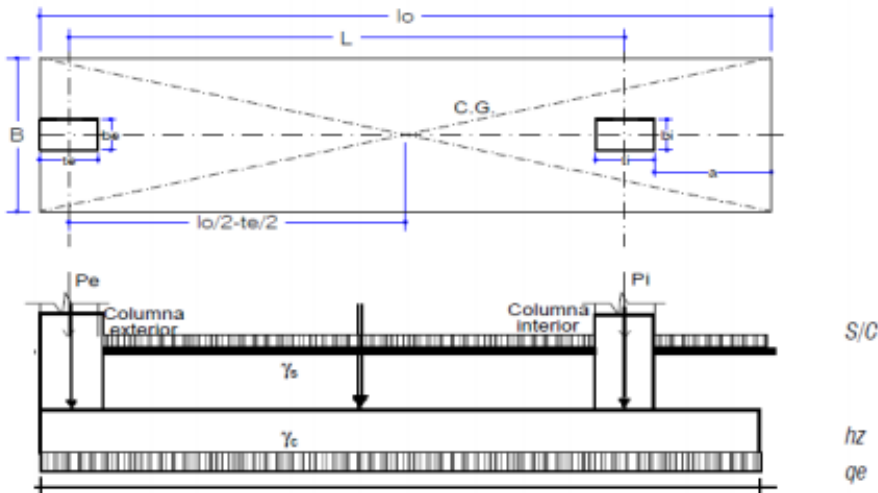
$$A_{V\min} = 0.491 \text{ cm}^2 \text{ en cada rama} \quad A_v = 1.42$$

$$S = 26.23 \text{ cm.} \quad \text{separación entre estribos}$$

$$V_s = (V_n - V_C) > 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

ZAPATA ZC-2:

DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA "ZC-02"



• DATOS GENERALES:

$f_c = 210$ Kg/cm ² (resistencia del concreto)	cargas exteriores	cargas interiores
$f_y = 4200$ Kg/cm ² (lim. Fluencia del acero)	$P_{De} = 69.89$ Tn	$P_{Di} = 73.12$ Tn
$q_a = 1.06$ Kg/cm ² (capacidad portante)	$P_{Le} = 42.43$ Tn	$P_{Li} = 43.98$ Tn
S/C = 500 Kg/m ² (sobrecarga)	$P_{Se} = 184.52$ Tn	$P_{Si} = 184.46$ Tn
$\gamma_s = 2.00$ Tn/m ³ (peso unitario del suelo)	$L = 9.77$ m	
$\gamma_c = 2.40$ Tn/m ³ (peso unitario del concreto)	$be = 0.30$ m	$bi = 0.30$ m
$Df = 1.50$ m (profundidad de cimentación)	$te = 1.40$ m	$ti = 1.40$ m

• DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA (SERVICIO)

Asumimos una altura de zapata: $h_z = 0.65$ m $r = 0.075$ m (con solado (recubr.inf.))

Capacidad portante neta del suelo sin y con cargas de sismo:

$q_e = q_a - \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - S/C \dots \dots \dots (I) = 6.84$ Tn/m² Sin sismo

$q_e^* = 1.33 q_a - \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - S/C = 10.34$ Tn/m² Con sismo

determinamos el área de la zapata: $A_z = l_0 \times B = P_T / q_e$ hallamos P_T :

Sin Sismo: $P_T = P_{Te} + P_{Ti}$ Con Sismo: $P_T = P_{Te} + P_{Ti}$

$P_{Te} = P_{De} + P_{Le} = 112.32$ $P_{Te} = P_{De} + P_{Le} + P_{Se} = 296.84$

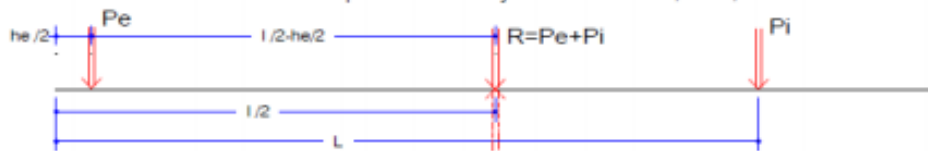
$P_{Ti} = P_{Di} + P_{Li} = 117.10$ $P_{Ti} = P_{Di} + P_{Li} + P_{Si} = 301.56$

$P_T = 229.42$ Tn $P_T = 598.40$ Tn

$\rightarrow A_z = 33.54$ m² $\rightarrow A_z = 57.88$ m²

Caso mas critico: CON Sismo

Determinando la resultante "R" equivalente a "Pe" y "Pi": $Xl = Pi \cdot L / R + te / 2 = 5.62$ m



$l_0 = 2 X_l = 11.25$ m y $B = 5.15$ m.

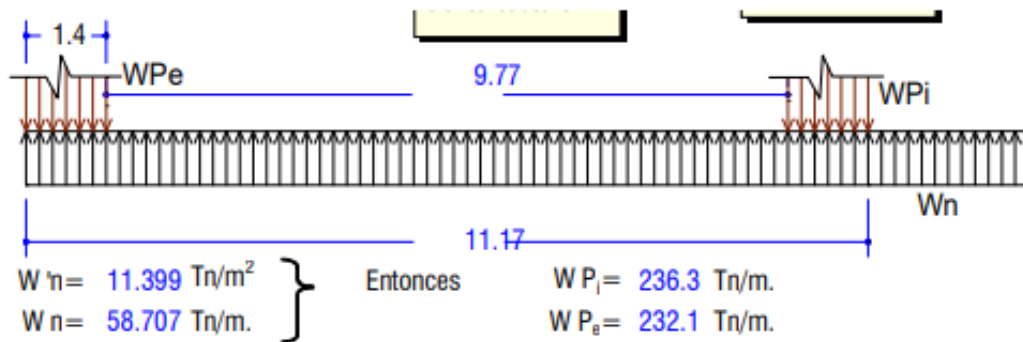
redondeando: $l_0 = 11.17$ m $B = 5.15$ m $A_z = 57.53$ m²

• DIMENSIONAMIENTO EN ALTURA (ROTURA)

$P_{Ue} = 1.4 PD + 1.7 PD$ R.N.E. } Se considera la combinacion mas critica en cada elemento

$P_{Ue} = 1.25 (PD + PL) + PS$ R.N.E.

$P_{eU} = 324.92$ Tn $P_{tU} = 655.8$ Tn $P_{iU} = 330.84$ Tn



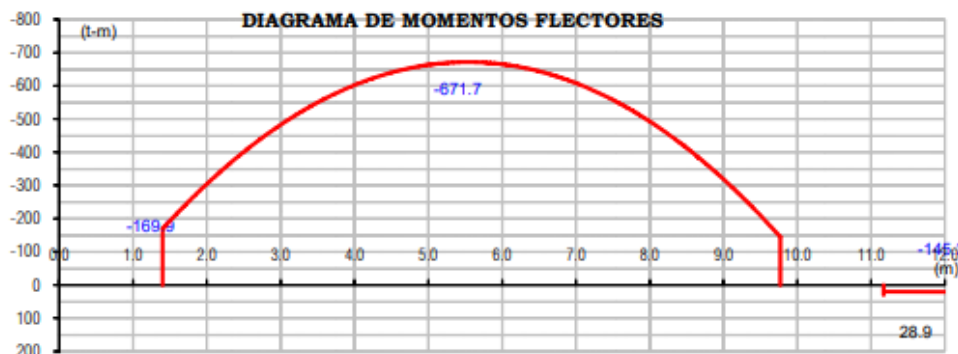
CALCULO DE FUERZAS CORTANTES:

Tramo: $0 \leq X \leq 1.4$:	para $X = 1.40$ (cara de col. ext.)	$V = -242.7 \text{ Tn}$.
Tramo: $1.4 \leq X \leq 9.77$:	para $X = 9.77$ (cara de col. int.)	$V = 248.6 \text{ Tn}$.
	ademas $X_0 = 5.53 \text{ m}$.	$V = 0.00 \text{ Tn}$.
Hallamos la cortante a la distancia d : de la cara de las columnas		
	entonces $X_d = 9.195 \text{ m}$.	$V_u = 214.89 \text{ Tn}$.
Tramo: $11.17 \leq X \leq 11.17$:	para $X = 11.17$	$V = 0.00 \text{ Tn}$.
	para $X = 11.17$	$V = 0.00 \text{ Tn}$.

CALCULO DE MOMENTOS FLECTORES:

Tramo: $0 \leq X \leq 1.4$:	para $X = 1.4$	$M = -169.9 \text{ Tn-m}$
Tramo: $1.4 \leq X \leq 9.77$:	para $X = 5.53$	$M_{max} = -671.7 \text{ Tn-m}$
	para $X = 9.77$	$M = -145.2 \text{ Tn-m}$
Tramo: $11.17 \leq X \leq 11.17$:	para $X = 11.17$	$M = 28.9 \text{ Tn-m}$
	para $X = 11.17$	$M = 28.9 \text{ Tn-m}$
	para $X = 11.17$	$M = 0.0 \text{ Tn-m}$

Con los valores obtenidos trazabdo los D.F.C. y D.M.F.



VERIFICACIÓN POR CORTE:

$h_z = 0.65 \text{ m}$.

Corte Tipo Viga: considerando la resistencia del concreto al corte, determinamos mediante las siguientes condiciones y ecuaciones el refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ (resistencia del concreto al corte)

$$V_s = (V_n - V_c) > 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{relación que restringe el diseño por corte})$$

$$S_{\max} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{\max} \leq d/2 \quad (\text{separación máxima entre estribos})$$

$$S = \frac{A_v f_y \phi d}{V_u - \phi V_c} \quad (\text{separación entre estribos}) \quad A_{v \min} = 3.52 \frac{b_w S_{\max}}{f_y} \quad (\text{área por corte mínim.})$$

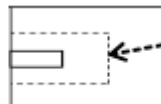
DATOS:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$\phi V_c = 193.3 \text{ Tn} < V_u = 214.89 \text{ Tn} \rightarrow$	Si usaremos estribos
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$S_{\max} = 28.8 \text{ cm.}$	$A_{v \min} = 12.409 \text{ cm}^2$
$b = 515 \text{ cm}$	En cada rama colocaremos:	$A_v = 12.70 \text{ cm}^2$
$d = 57.5 \text{ cm}$	El cortante para S_{\max} :	$V_{S_{\max}} = +/- 284 \text{ tn}$
$V_u = 214.9 \text{ m-Tn}$	Separación máxima en:	$X = 0.70 \text{ a } X = 10.37 \text{ m}$
$\phi = 0.85$ (cortante)	Separación mínima:	$S = 241.7 \text{ cm}$

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO:

Columna Externa

$b_e = 30.0 \text{ cm}$
 $t_e = 140.0 \text{ cm}$
 $P_{e_u} = 324.9 \text{ Tn.}$



$$b_o = 425 \text{ cm}, \quad d = 57.5 \text{ cm}$$

$$\phi V_{c_c} = 331.1 \text{ Tn} > V_{u_c} = 308.1 \text{ Tn.} \quad \dots \text{Ok}$$

Columna Interna

$b_i = 30.0 \text{ cm}$
 $t_i = 140.0 \text{ cm}$
 $P_{i_u} = 330.8 \text{ Tn.}$



$$b_o = 425 \text{ cm}, \quad d = 57.5 \text{ cm}$$

$$\phi V_{c_o} = 331.1 \text{ Tn} > V_{u_c} = 311.1 \text{ Tn.} \quad \dots \text{Ok}$$

FLEXION LONGITUDINAL:

$$M_{\max} = 671.7 \text{ Tn-m} \quad (\text{en valor absoluto})$$

Verificando primero si la sección de la zapata requiere acero en compresión:

DATOS:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	hallando el ρ_b :	Caso mas crítico: CON Sismo
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$\beta_3 = 0.85$ ($f'_c < 280$)	$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot \beta_3 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.0213$
$b = 515 \text{ cm}$	$\beta_1 = 0.85$	
$d = 57.5 \text{ cm}$	$\rightarrow \rho_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b$ (con sismo) ó $0.50 \cdot \rho_b$ (sin sismo)	$= 0.0106$
$\phi = 0.90$ para flexión	$\rightarrow M_b = 598.4 \text{ Tn-m}$ conclusión:	necesita refuerzo en compresión

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right] \frac{b d f'_c}{1.18 f_y} = 356.07 \text{ cm}^2, \quad A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 60.255 \text{ cm}^2$$

Acero Superior: $36 \# 8 @ 14.4 \text{ cm}$ (ϕ capas)

Acero Inferior: $21 \# 6 @ 24.7 \text{ cm}$ ($A_{s \min}$)

recubrimiento = 7.50 cm
 $a_b = 2.54 \text{ cm}$
 $a_b = 1.27 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo de las barras superiores:

$$l_{db} = 64.008 \text{ cm}$$

$$l_{db} = 88.115 \text{ cm}$$

aplicando factores de reducción:

$$a = 1.4$$

$$l_{d0} = 123 \text{ cm}$$

$$b = 1$$

EN EL VOLADO:

$$M = 28.9 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right] \frac{b d f'_c}{1.18 f_y} = 13.365 \text{ cm}^2, \quad A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 60.255 \text{ cm}^2$$

Acero Superior: $12 \# 8 @ 45.2 \text{ cm}$

Acero Inferior: $21 \# 6 @ 24.7 \text{ cm}$

recubrimiento = 7.50 cm
 $a_b = 1.59 \text{ cm}$
 $a_b = 1.59 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo de las barras superiores:

$$l_{db} = 40.005 \text{ cm}$$

$$l_{db} = 34.42 \text{ cm}$$

aplicando factores de reducción:

$$a = 1.4$$

$$l_{d0} = 56 \text{ cm}$$

$$b = 1$$

VIGAS TRANSVERSALES:

Bajo Columna Exterior:

$$M_u = 185.51 \text{ Tn-m}$$

Refuerzo por flexión:

DATOS:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $b = 169 \text{ cm}$

hallamos el ρ_b , que es igual a:

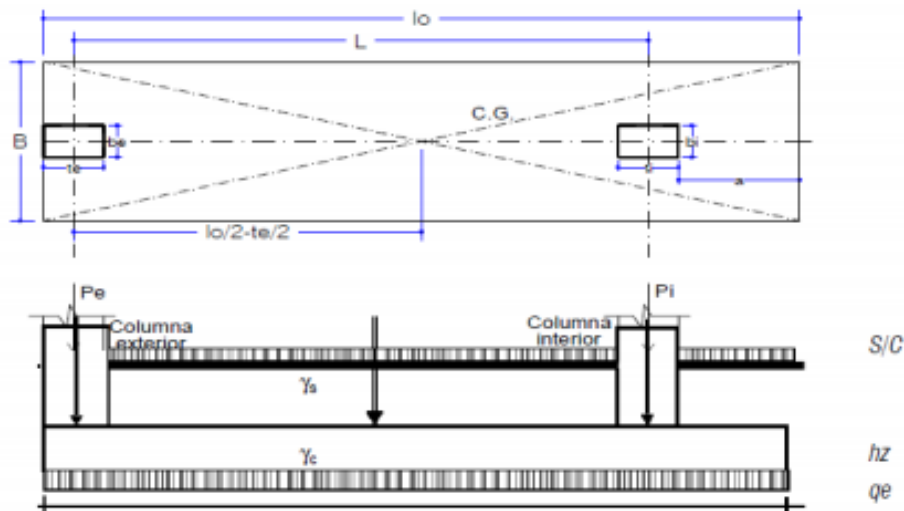
$\beta_3 = 0.85$
 $\rho_b = 0.0213$
 $\rho_{\max} = 0.0159$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot \beta_3 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

sin sismo

ZAPATA ZC-3:

DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA "ZC-03"



■ DATOS GENERALES:

$f_c = 210$ Kg/cm ² (resistencia del concreto)	cargas exteriores	cargas interiores
$f_y = 4200$ Kg/cm ² (lim. Fluencia del acero)	$P_{D_e} = 56.03$ Tn	$P_{D_i} = 51.72$ Tn
$q_a = 1.06$ Kg/cm ² (capacidad portante)	$P_{L_e} = 29.40$ Tn	$P_{L_i} = 28.83$ Tn
S/C = 500 Kg/m ² (sobrecarga)	$P_{S_e} = 60.52$ Tn	$P_{S_i} = 60.01$ Tn
$\gamma_s = 2.00$ Tn/m ³ (peso unitario del suelo)	$L = 9.90$ m	
$\gamma_c = 2.40$ Tn/m ³ (peso unitario del concreto)	$be = 0.20$ m	$bi = 0.20$ m
Df = 1.50 m (profundidad de cimentación)	$te = 1.40$ m	$ti = 1.40$ m

■ DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA (SERVICIO)

Asumimos una altura de zapata:

$$hz = 0.65 \text{ m}$$

$$r = 0.075 \text{ m (con solado (recubr.inf.))}$$

Capacidad portante neta del suelo sin y con cargas de sismo:

$$q_e = q_a - \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - S/C \dots \dots \dots (1) = 6.84 \text{ Tn/m}^2$$

Sin sismo

$$q_e^* = 1.33 q_a - \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - S/C = 10.34 \text{ Tn/m}^2$$

Con sismo

determinamos el área de la zapata: $A_z = l_0 \times B = P_T / Q_e$

Sin Sismo:

$$P_{Te} = P_{De} + P_{Le}$$

$$P_{Ti} = P_{Di} + P_{Li}$$

$$P_T = P_{Te} + P_{Ti}$$

$$= 85.43$$

$$= 80.55$$

$$P_T = 165.98 \text{ Tn}$$

$$\rightarrow A_z = 24.27 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_z = 27.71 \text{ m}^2$$

hallamos P_T :

Con Sismo:

$$P_{Te} = P_{De} + P_{Le} + P_{Se}$$

$$P_{Ti} = P_{Di} + P_{Li} + P_{Si}$$

$$P_T = P_{Te} + P_{Ti}$$

$$= 145.95$$

$$= 140.56$$

$$P_T = 286.51 \text{ Tn}$$

$$\rightarrow A_z = 27.71 \text{ m}^2$$

Caso mas critico: CON Sismo

Determinando la resultante "R" equivalente a "Pe" y "Pi":

$$X_t = P_i \cdot L / R + t_e / 2 = 5.56 \text{ m}$$



$$l_0 = 2 X_t = 11.11 \text{ m}$$

$$B = 2.49 \text{ m}$$

redondeando:

$$l_0 = 11.30 \text{ m}$$

$$B = 2.45 \text{ m}$$

$$A_z = 27.71 \text{ m}^2$$

■ DIMENSIONAMIENTO EN ALTURA (ROTURA)

$$P_u = 1.4 \text{ PD} + 1.7 \text{ PD} \text{ R.N.E.}$$

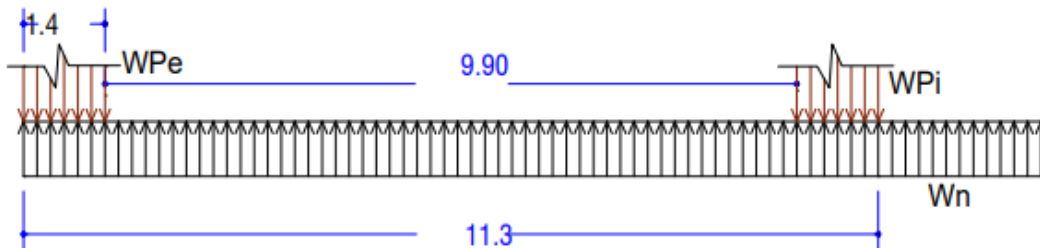
$$P_u = 1.25 (\text{PD} + \text{PL}) + \text{PS} \text{ R.N.E.}$$

Se considera la combinacion mas critica en cada elemento

$$P_{eu} = 167.31 \text{ Tn}$$

$$P_{iu} = 328.0 \text{ Tn}$$

$$P_{iu} = 160.70 \text{ Tn}$$



$$W'n = 11.835 \text{ Tn/m}^2$$

$$W_n = 29.027 \text{ Tn/m}$$

Entonces

$$W_{Pi} = 114.8 \text{ Tn/m}$$

$$W_{Pe} = 119.5 \text{ Tn/m}$$

CALCULO DE FUERZAS CORTANTES:

Tramo: $0 \leq X \leq 1.4$:

para $X = 1.40$ (cara de col. ext.)

$$V = -126.7 \text{ Tn}$$

Tramo: $1.4 \leq X \leq 9.9$:

para $X = 9.90$ (cara de col. int.)

$$V = 120.1 \text{ Tn}$$

ademas $X_o = 5.76 \text{ m}$.

$$V = 0.00 \text{ Tn}$$

Hallamos la cortante a la distancia d: de la cara de las columnas

entonces $X_d = 9.325 \text{ m}$.

$$d = 0.575 \text{ m}$$

$$V_u = 103.37 \text{ Tn}$$

Tramo: $11.3 \leq X \leq 11.3$:

para $X = 11.30$

$$V = 0.00 \text{ Tn}$$

para $X = 11.30$

$$V = 0.00 \text{ Tn}$$

CALCULO DE MOMENTOS FLECTORES:

Tramo: $0 \leq X \leq 1.4$:

para $X = 1.4$

$$M = -88.7 \text{ Tn-m}$$

Tramo: $1.4 \leq X \leq 9.9$:

para $X = 5.76$

$$M_{max} = -365.1 \text{ Tn-m}$$

para $X = 9.90$

$$M = -116.8 \text{ Tn-m}$$

Tramo: $11.3 \leq X \leq 11.3$:

para $X = 11.30$

$$M = -32.7 \text{ Tn-m}$$

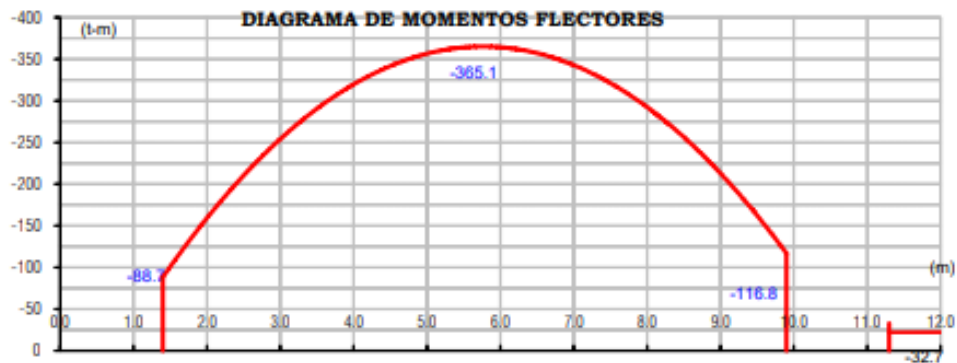
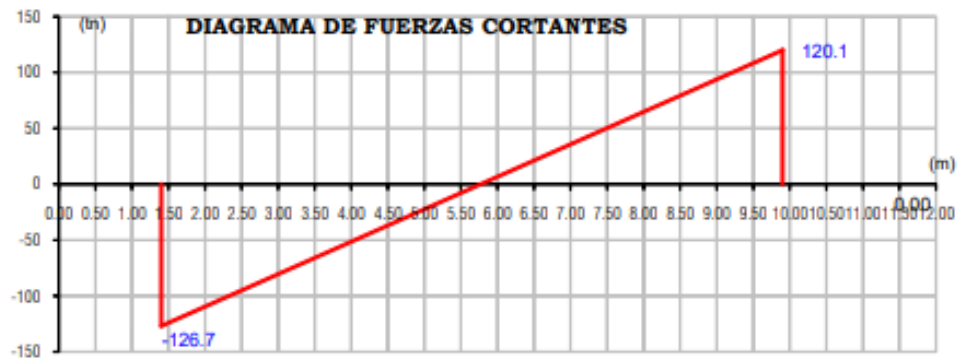
para $X = 11.30$

$$M = -32.7 \text{ Tn-m}$$

para $X = 11.30$

$$M = 0.0 \text{ Tn-m}$$

Con los valores obtenidos trazabdo los D.F.C. y D.M.F.



VERIFICACIÓN POR CORTE:

hz = 0.65 m.

Corte Tipo Viga: considerando la resistencia del concreto al corte, determinamos mediante las siguientes condiciones y ecuaciones el refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{(resistencia del concreto al corte)}$$

$$V_s = (V_n - V_c) > 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{relación que restringe el diseño por corte})$$

$$S_{\max} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{\max} \leq d/2 \quad (\text{separación máxima entre estribos})$$

$$S = \frac{A_v f_y \phi d}{V_u - \phi V_c} \quad (\text{separación entre estribos}) \quad A_{v \min} = 3.52 \frac{b_w S_{\max}}{f_y} \quad (\text{área por corte mínim.})$$

DATOS:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$\phi V_c = 92.07 \text{ Tn} < V_u = 103.37 \text{ Tn} \rightarrow$	Si usaremos estribos
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$S_{\max} = 28.8 \text{ cm.}$	$A_{v \min} = 5.9096 \text{ cm}^2$
$b = 245 \text{ cm}$	En cada rama colocaremos:	$A_v = 5.68 \text{ cm}^2$
$d = 57.5 \text{ cm}$	El cortante para S_{\max} :	$V_{S_{\max}} = +/- 132.62 \text{ tn}$
$V_u = 103.4 \text{ m-Tn}$	Separación máxima en:	$X = 1.19 \text{ a } X = 10.33 \text{ m}$
$\phi = 0.85$ (cortante)	Separación mínima:	$S = 206.3 \text{ cm}$

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO:

Columna Externa

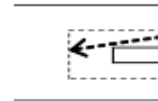
$b_e = 20.0 \text{ cm}$
 $t_e = 140.0 \text{ cm}$
 $P_{e_u} = 167.3 \text{ Tn.}$



$b_o = 415 \text{ cm}$, $d = 57.5 \text{ cm}$
 $\phi V_{cc} = 323.3 \text{ Tn} > V_{uc} = 151.8 \text{ Tn.}$...Ok

Columna Interna

$b_i = 20.0 \text{ cm}$
 $t_i = 140.0 \text{ cm}$
 $P_{i_u} = 160.7 \text{ Tn.}$



$b_o = 415 \text{ cm}$, $d = 57.5 \text{ cm}$
 $\phi V_{cc} = 323.3 \text{ Tn} > V_{uc} = 142.6 \text{ Tn.}$...Ok

FLEXION LONGITUDINAL:

$M_{\max} = 365.1 \text{ Tn-m}$ (en valor absoluto)

Verificando primero si la sección de la zapata requiere acero en compresión:

DATOS:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$\beta_3 = 0.85$ ($f'_c < 280$)	} $\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot \beta_3 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.0213$
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$\beta_1 = 0.85$	
$b = 245 \text{ cm}$	$\rightarrow \rho_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b$ (con sismo) ó $0.50 \cdot \rho_b$ (sin sismo)	$= 0.0106$
$d = 57.5 \text{ cm}$	$\rightarrow M_b = 285.0 \text{ Tn-m}$ conclusión:	necesita refuerzo en compresión
$\phi = 0.90$ para flexión		

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36Mu}{\phi f'_c b d^2}} \right] \frac{b d f'_c}{1.18 f_y} = 195 \text{ cm}^2, \quad A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 28.695 \text{ cm}^2$$

Acero Superior: **19 # 8 @ 12.7 cm** (2 capas), $a_b = 2.54 \text{ cm}$
 Acero Inferior: **16 # 6 @ 15.5 cm** ($A_{s \min}$), $a_b = 1.27 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo de las barras superiores:

$l_{db} = 64.008$ aplicando factores de reducción: $a = 1.4$, $b = 1$
 $l_{db} = 88.115$, $l_{d\phi} = 123 \text{ cm}$

EN EL VOLADO:

$M = 32.7 \text{ Tn-m}$

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36Mu}{\phi f'_c b d^2}} \right] \frac{b d f'_c}{1.18 f_y} = 15.25 \text{ cm}^2, \quad A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 28.70 \text{ cm}^2$$

Acero Superior: **6 # 8 @ 48.4 cm**, $a_b = 1.59 \text{ cm}$
 Acero Inferior: **6 # 8 @ 49.8 cm**, $a_b = 1.59 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo de las barras superiores:

$l_{db} = 40.005$ aplicando factores de reducción: $a = 1.4$, $b = 1$
 $l_{db} = 34.42$, $l_{d\phi} = 56 \text{ cm}$

VIGAS TRANSVERSALES:

Bajo Columna Exterior:

$M_u = 43.27 \text{ Tn-m}$

Refuerzo por flexión:

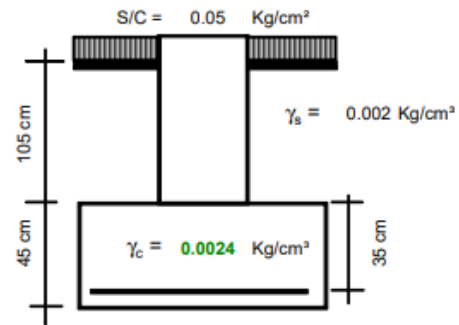
DATOS:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$\beta_3 = 0.85$	} $\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot \beta_3 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$\rho_b = 0.021$	
$b = 169 \text{ cm}$	$\rho_{\max} = 0.016$	sin sismo

DISEÑO DE ZAPATAS EXCENTRICAS

ZAPATA Z-2:

<u>ZAPATA EXCENTRICA</u>			
Zapata		Z-2	
Dimensiones de la columna :		15.0 x 167.5	cm
Sobrecarga :		500	Kg/m ²
Peso volumétrico del suelo :		2	T/m ³
Profundidad de la cimentación :		1.5	m
Resistencia admisible del suelo :		1.06	Kg/cm ²
Materiales :		Concreto :	210 Kg/cm ²
		Refuerzo :	4200 Kg/cm ²
Cargas en servicio :		P _D =	12.08 T
		P _L =	4.94 T
		P _E =	47.23 T
		P = ΣP _i =	64.25 T



1. Cálculo de la presión efectiva o neta del suelo

Asumiendo un peralte de la zapata $d = 45$ cm, porque la longitud de la barra # 5 en compresión es de 40 cm donde: $d = 35$ cm y el recubrimiento es de 10 cm

a). Corte por punzonamiento ***No falla b). Corte por flexión ***No falla ***No falla c). Falla por aplastamiento ***No falla

Presión efectiva sin considerar carga de sismo

$$q_e = 1.06 - (0.002 \times 105 + 0.0024 \times 45 + 0.05) = 0.692 \text{ Kg/cm}^2$$

Presión efectiva considerando carga de sismo

$$q_e^* = 1.33 \times 1.06 - (0.002 \times 105 + 0.0024 \times 45 + 0.05) = 1.042 \text{ Kg/cm}^2$$

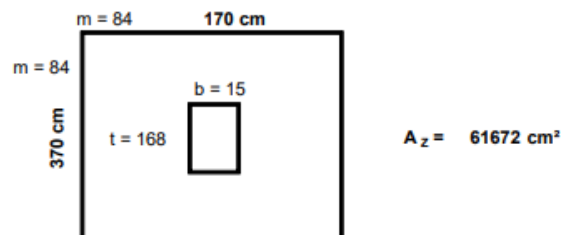
2. Dimensionamiento en Planta

	Áreas mínimas de la zapata en planta			
Sin sismo :	$A_z =$	$\frac{12080}{0.692} + 4940$	$=$	24595 cm ²
Con sismo :	$A_z =$	$\frac{12080}{1.042} + 4940 + 47230$	$=$	61672 cm ²

Se toma la mayor área, por lo tanto la zapata será de aproximadamente que da un área mayor que el mínimo
Dimensión final de la planta

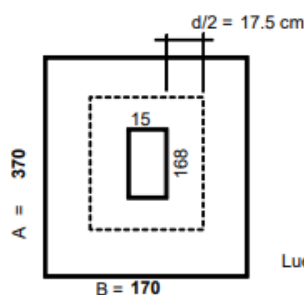
$$m = \frac{(- (b+t)^2 + (b^2 - 16 (b \cdot t \cdot A_z))^{0.5})}{8}$$

$A_z =$ El menor de los valores obtenidos



3. Dimensionamiento en Altura

a). Corte por punzonamiento



$$d = 35 \text{ cm}$$

$$A_o = 5859 \text{ cm}^2$$

$$b_o = 245 \text{ cm}$$

Presión factorizada o última del suelo, considerando la carga última, el mayor de las combinaciones

$$P_u = 1.4 \times 12080 + 1.7 \times 4940 = 25310 \text{ Kg}$$

$$P_u = 1.25 \times (12080 + 4940) + 47230 = 68505 \text{ Kg}$$

$$\text{Luego : } q_u = \frac{P_u}{A_x B} = \frac{68505}{62900} = 1.09 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza cortante última actuante en el perímetro de falla es

$$V_{uo} = P_u - q_u \cdot A_o$$

$$V_{uo} = 68505 - 1.09 \times 5859 = 62124 \text{ Kg}$$

Resistencia nominal del concreto al cortante, se elige el menor de los siguientes valores. Donde

$$\beta_c = 11.17 \quad \alpha_s = 40 \quad \text{correspondiente a una columna interior}$$

$$V_{co} = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) (f'c)^{0.5} \quad b_o \cdot d = 79121 \text{ Kg}$$

$$V_{co} = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) (f'c)^{0.5} \quad b_o \cdot d = 258823 \text{ Kg}$$

$$V_{co} = 1.1 (f'c)^{0.5} \quad b_o \cdot d = 136690 \text{ Kg}$$

Cortante resistente del concreto de diseño

$$\phi V_{co} = 0.85 (79121) = 67253 \text{ Kg}$$

Como :

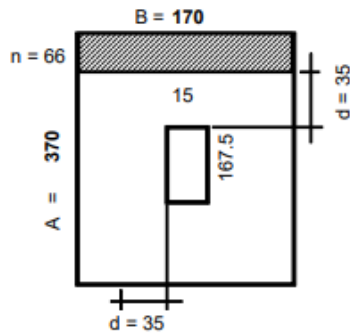
$$V_{uo} = 62124 < \phi V_{co} = 67253 \text{ Kg}$$

***No falla por punzonamiento

b). Corte por flexión

Se verificará el peralte que satisface el corte perimetral,

$$d = 35 \text{ cm}$$



Corte actuante en la sección crítica

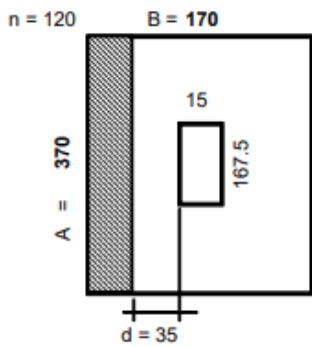
$$V_u = q_u \cdot n \cdot B = 12266 \text{ Kg}$$

Corte resistente de diseño del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{0.5} \cdot d \cdot B = 38844 \text{ Kg}$$

Como : $V_u < \phi V_c$

***No falla por flexión



Corte actuante en la sección crítica

$$V_u = q_u \cdot n \cdot A = 48356 \text{ Kg}$$

Corte resistente de diseño del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{0.5} \cdot d \cdot A = 84542 \text{ Kg}$$

Como: $V_u < \phi V_c$

***No falla por flexion

c). Falla por aplastamiento

En la superficie de apoyo :

$$P_u = 68505 \text{ Kg}$$

$$A_1 = 2512.5 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 62900 \text{ cm}^2$$

Entonces :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 5.00 > 2$$

Se toma : 2

La fuerza resistente al aplastamiento :

$$\phi P_n = \phi \cdot (0.85 f'c) \cdot x \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot A_1 = 627873.8 \text{ Kg}$$

$\phi = 0.7$

Como: $P_u = 68505 < \phi P_n = 627873.8$

***No falla por aplastamiento

4. Cálculo del Acerado

Cálculo del A_s a lo largo del lado B

$$q_{uB} = \frac{P_u}{B} = 403 \text{ Kg/cm}$$

$$M_u = \frac{q_{uB} \cdot m^2}{2} = 4840684 \text{ cm-Kg}$$

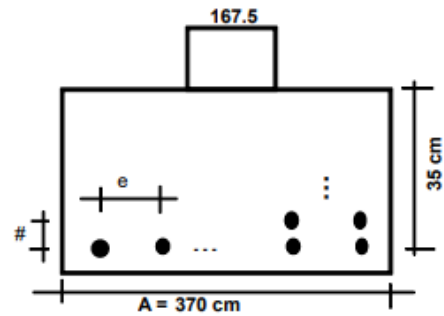
$$A_{sB} = 37.90 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sB} = 25.90 \text{ cm}^2$$

Usar: **19 # 5**

capas = 1

$$e = 19 \text{ cm}$$

OK



Cálculo del A_s a lo largo del lado A

$$q_{uA} = \frac{P_u}{A} = 185 \text{ Kg/cm}$$

$$M_u = \frac{q_{uA} \cdot m^2}{2} = 949031 \text{ cm-Kg}$$

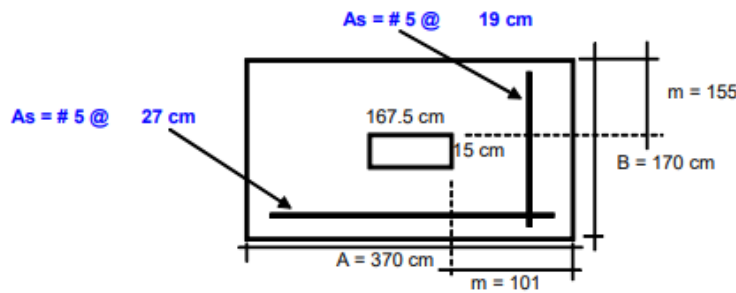
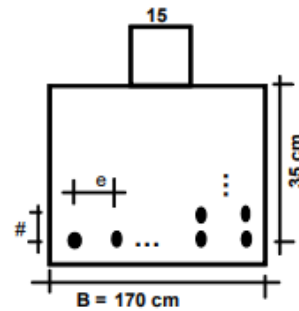
$$A_{sA} = 7.28 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sA} = 11.90 \text{ cm}^2$$

Usar: **6 # 5**

capas = 1

$$e = 27 \text{ cm}$$

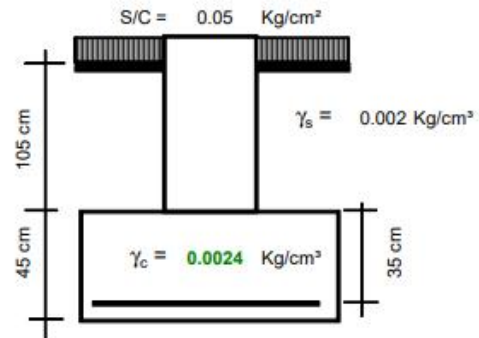
OK



ZAPATA Z-3:

ZAPATA EXCENTRICA

Dimensiones de la columna :	Zapata	Z-3	
Sobrecarga :	15.0 x	167.5	cm
Peso volumétrico del suelo :		500	Kg/m ³
Profundidad de la cimentación :		2	T/m ³
Resistencia admisible del suelo :		1.5	m
Resistencia admisible del suelo :		1.06	Kg/cm ²
Materiales :	Concreto :	210	Kg/cm ²
	Refuerzo :	4200	Kg/cm ²
Cargas en servicio :	P _D =	11.96	T
	P _L =	5.18	T
	P _E =	45.32	T
	P = ΣP _i =	62.46	T



1. Cálculo de la presión efectiva o neta del suelo

Asumiendo un peralte de la zapata $d = 45 \text{ cm}$, porque la longitud de la barra # 5 en compresión es de 40 cm donde: $d = 35 \text{ cm}$ y el recubrimiento es de 10 cm

- a). Corte por punzonamiento ***No falla b). Corte por flexión ***No falla c). Falla por aplastamiento ***No falla

Presión efectiva sin considerar carga de sismo

$$q_e = 1.06 - (0.002 \times 105 + 0.0024 \times 45 + 0.05) = 0.692 \text{ Kg/cm}^2$$

Presión efectiva considerando carga de sismo

$$q_e^* = 1.33 \times 1.06 - (0.002 \times 105 + 0.0024 \times 45 + 0.05) = 1.042 \text{ Kg/cm}^2$$

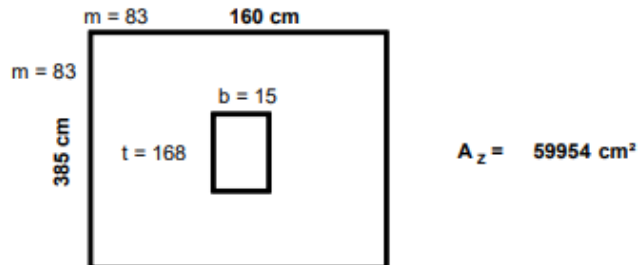
2. Dimensionamiento en Planta

	Áreas mínimas de la zapata en planta			
Sin sismo :	$A_z =$	$\frac{11960 + 5180}{0.692}$	$=$	24769 cm ²
Con sismo :	$A_z =$	$\frac{11960 + 5180 + 45320}{1.042}$	$=$	59954 cm ²

Se toma la mayor área, por lo tanto la zapata será de aproximadamente que da un área mayor que el mínimo
Dimension final de la planta

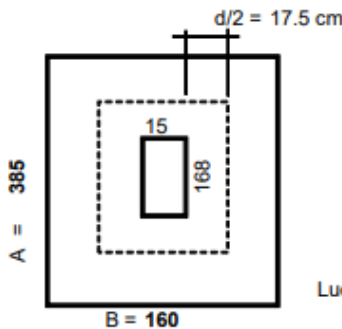
$$m = \frac{(- (b+t)^2 + (b^2 - 16 (b \cdot t \cdot A_z))^{0.5})}{8}$$

$A_z =$ El menor de los valores obtenidos



3. Dimensionamiento en Altura

a). Corte por punzonamiento



$$d = 35 \text{ cm}$$

$$A_o = 5859 \text{ cm}^2$$

$$b_o = 245 \text{ cm}$$

Presión factorizada o última del suelo, considerando la carga última, el mayor de las combinaciones

$$P_u = 1.4 \times 11960 + 1.7 \times 5180 = 25550 \text{ Kg}$$

$$P_u = 1.25 \times (11960 + 5180) + 45320 = 66745 \text{ Kg}$$

$$\text{Luego: } q_u = \frac{P_u}{A \times B} = \frac{66745}{61600} = 1.08 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza cortante última actuante en el perímetro de falla es

$$V_{uo} = P_u - q_u \cdot A_o$$

$$V_{uo} = 66745 - 1.08 \times 5859 = 60397 \text{ Kg}$$

Resistencia nominal del concreto al cortante, se elige el menor de los siguientes valores. Donde

$$\beta_c = 11.17 \quad \alpha_s = 40 \quad \text{correspondiente a una columna interior}$$

$$V_{co} = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 79121 \text{ Kg}$$

$$V_{co} = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 258823 \text{ Kg}$$

$$V_{co} = 1.1 (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 136690 \text{ Kg}$$

Cortante resistente del concreto de diseño

$$\phi V_{co} = 0.85 (79121) = 67253 \text{ Kg}$$

Como :

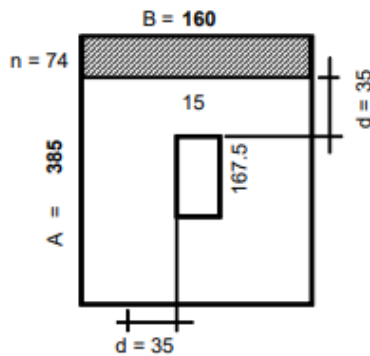
$$V_{uo} = 60397 < \phi V_{co} = 67253 \text{ Kg}$$

***No falla por punzonamiento

b). Corte por flexión

Se verificará el peralte que satisface el corte perimetral,

d = 35 cm



Corte actuante en la sección crítica

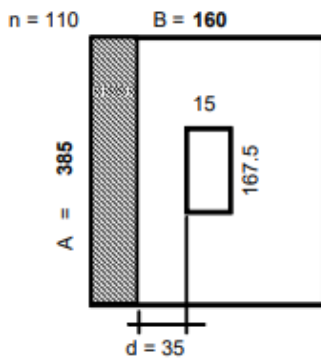
$$V_u = q_u \cdot n \cdot B = 12786 \text{ Kg}$$

Corte resistente de diseño del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{0.5} d \cdot B = 36559 \text{ Kg}$$

$$\text{Como : } V_u < \phi V_c$$

***No falla por flexión



Corte actuante en la sección crítica

$$V_u = q_u \cdot n \cdot A = 45887 \text{ Kg}$$

Corte resistente de diseño del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{0.5} d \cdot A = 87970 \text{ Kg}$$

$$\text{Como : } V_u < \phi V_c$$

***No falla por flexion

c). Falla por aplastamiento

En la superficie de apoyo :

$$P_u = 66745 \text{ Kg}$$

$$A_1 = 2512.5 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 61600 \text{ cm}^2$$

Entonces :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4.95 > 2 \quad \text{Se toma : } 2$$

La fuerza resistente al aplastamiento :

$$\phi P_n = \phi (0.85 f'c) x \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} x A_1 = 627873.8 \text{ Kg}$$

$$\text{Como : } P_u = 66745$$

$$< \phi P_n = 627873.8$$

***No falla por aplastamiento

4. Cálculo del Acerado

Cálculo del As a lo largo del lado B

$$q_{uB} = \frac{P_u}{B} = 417 \text{ Kg/cm}$$

$$Mu = \frac{q_{uB} \cdot m^2}{2} = 4385355 \text{ cm-Kg}$$

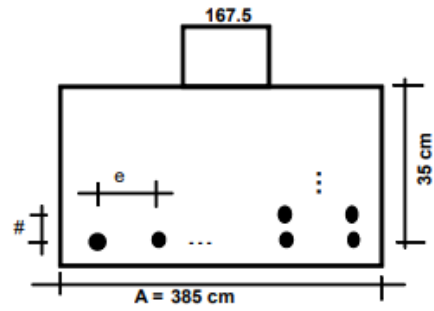
$$As_B = 34.17 \text{ cm}^2 \rightarrow As_B = 26.95 \text{ cm}^2$$

Usar: 17 # 5

capas = 1

e = 22 cm

OK



Cálculo del As a lo largo del lado A

$$q_{uA} = \frac{P_u}{A} = 173 \text{ Kg/cm}$$

$$Mu = \frac{q_{uA} \cdot m^2}{2} = 1025148 \text{ cm-Kg}$$

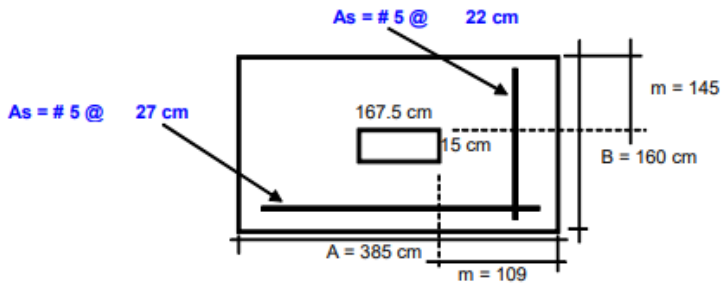
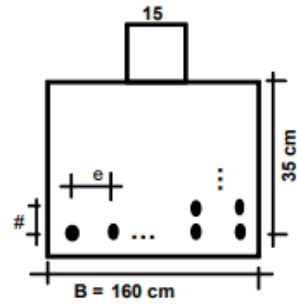
$$As_A = 7.88 \text{ cm}^2 \rightarrow As_B = 11.20 \text{ cm}^2$$

Usar: 6 # 5

capas = 1

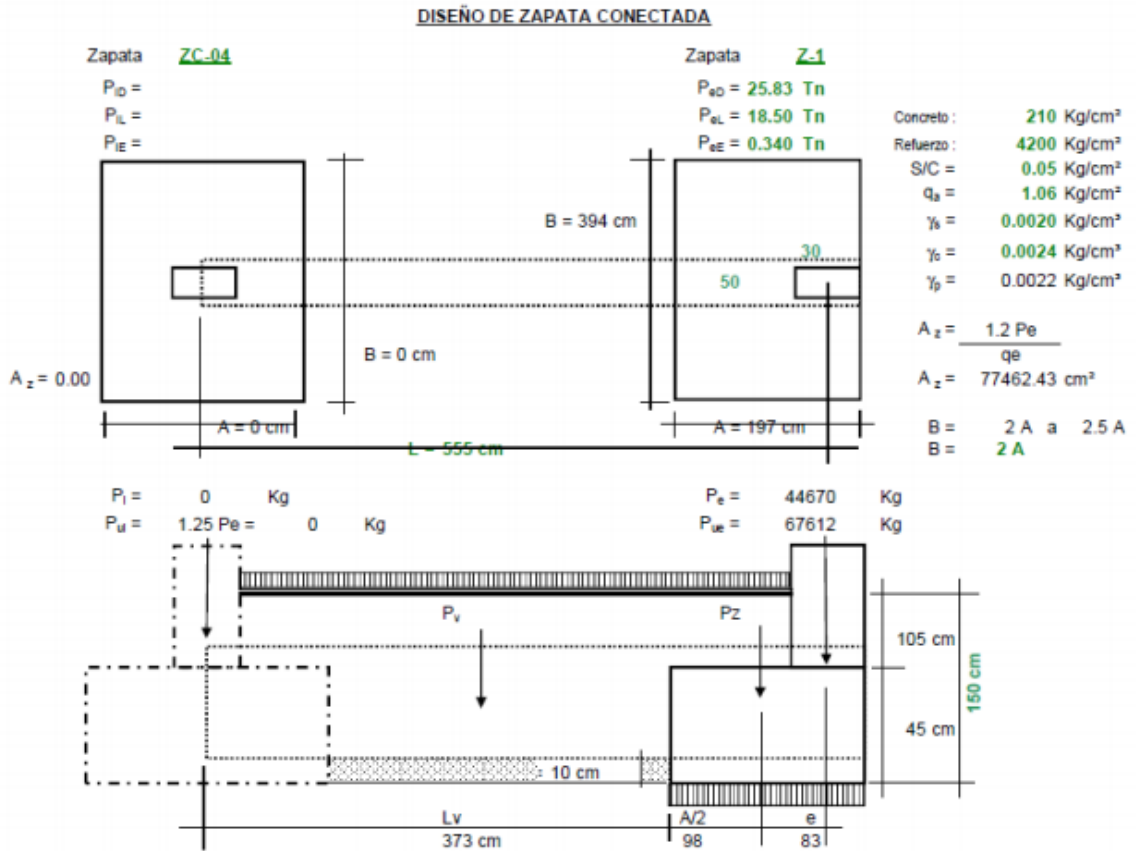
e = 27 cm

OK



DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS

ZAPATA Z-1:



Cálculo de la presión efectiva del suelo (q_e)

$$q_e = q_s - S/C - (\gamma_s + \gamma_c) h / 2$$

$$q_e = 1.06 - 0.05 - (0.0024 + 0.002) \times 150 / 2 = 0.680 \text{ Kg/cm}^2$$

1. Diseño de la Zapata exterior

1.1. Diseño en Altura (Rotura)

a) Por longitud de desarrollo

Asumiendo un peralte de la zapata de **40 cm**, porque la longitud de la barra en compresión es de **34 cm** donde: $d = 35 \text{ cm}$ $r = 10 \text{ cm}$ **# 6**

b) Corte por Punzonamiento *****No es** c) Corte por flexión *****No se** *****No se** d) Falla por aplastamiento *****No falla**

b) Corte por Punzonamiento

Presión efectiva o última del suelo (q_u)

$$P_{eu} = 1.4 \times 25.83 + 1.7 \times 18.5 = 67612 \text{ Kg}$$

$$P_{eu} = 1.25(D+L)+E = 55753 \text{ Kg}$$

$$P_{eu} = 67612$$

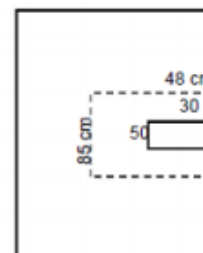
$$q_u = \frac{P_{eu}}{A \cdot B} = 0.873 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_o = 180 \text{ cm}$$

$$A_o = 4038 \text{ cm}^2$$

Fuerza actuante última en el perímetro de falla

$$V_u = P_{ue} - q_u \cdot A_o = 64088 \text{ Kg}$$



Resistencia nominal del concreto al cortante, se elige el menor de los siguientes valores. Donde :

$$\beta_c = 0.60 \quad \alpha_s = 30 \quad \text{correspondiente a una columna externa}$$

$$V_{co} = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 213632 \text{ Kg}$$

$$V_{co} = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 193090 \text{ Kg}$$

$$V_{co} = 1.1 (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 100425 \text{ Kg}$$

Cortante resistente del concreto de diseño

$$\phi V_{co} = 0.85 (100425) = 85361 \text{ Kg}$$

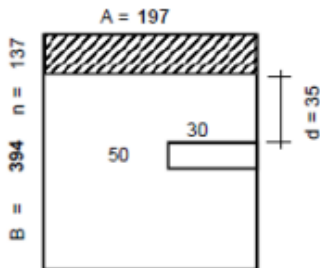
Como :

$$V_{uo} = 64088 < \phi V_{co} = 85361 \text{ Kg}$$

***No es necesario modificar el peralte $d = 35 \text{ cm}$, de la zapata

c) Corte por flexión

Se verificará el peralte que satisface el corte perimetral, $d = 35 \text{ cm}$



Corte actuante en la sección crítica

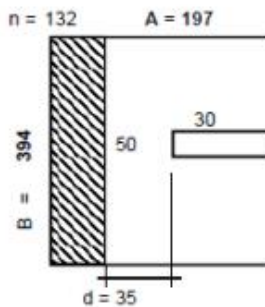
$$V_u = q_u \cdot n \cdot A = 23499 \text{ Kg}$$

Corte resistente de diseño del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{0.5} \cdot d \cdot A = 44968 \text{ Kg}$$

Como : $V_u < \phi V_c$

***No se requiere modificar el peralte $d = 35 \text{ cm}$, de la zapata



Corte actuante en la sección crítica

$$V_u = q_u \cdot n \cdot B = 45281 \text{ Kg}$$

Corte resistente de diseño del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{0.5} \cdot d \cdot B = 89936 \text{ Kg}$$

Como : $V_u < \phi V_c$

***No se requiere modificar el peralte $d = 35 \text{ cm}$, de la zapata

d) Falla por aplastamiento

En la superficie de apoyo :

$$P_{uo} = 67612 \text{ Kg}$$

$$A_1 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 77462 \text{ cm}^2$$

Entonces :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 7.19 > 2 \quad \text{Se toma : } 2$$

La fuerza resistente al aplastamiento :

$$\phi = 0.7$$

$$\phi P_n = \phi (0.85 f'c) \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \times A_1 = 374850 \text{ Kg}$$

Como : $P_{uo} = 67612 < \phi P_n = 374850$ ***No falla por aplastamiento

1.2 Cálculo del As

$$q_{eB} = \frac{P_{eu}}{B} = 172 \text{ Kg/cm}$$

$$Mu = \frac{q_{eB} \cdot m^2}{2} = 2535082 \text{ cm-Kg}$$

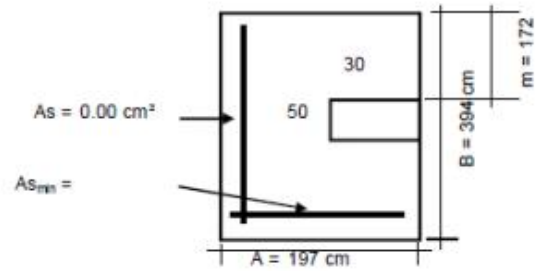
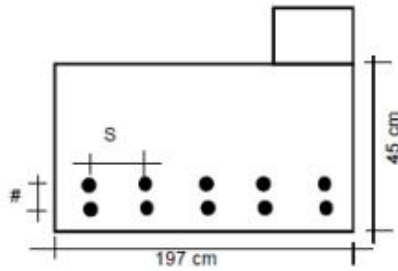
$$As = 19.84 \text{ cm}^2 > (As \text{ min} = 0.0020 \cdot b \cdot h = 17.71 \text{ cm}^2)$$

Usar: **10 # 5**

$$l_d = 40 \text{ cm} \quad \# \text{ capas} = 1 \quad \text{OK}$$

Separación entre refuerzos longitudinales

$$S = \frac{b - 2r_f - \phi_b}{\# \text{bar} - 1} \rightarrow S = 20.95 \text{ cm}$$



Diseño de los Refuerzos Transversales (Estribos)

$$(Vu)_d = 67612 - (0.87) (26923)$$

$$(Vu)_d = 44113 \text{ Kg}$$

Comprobación si es necesario refuerzo por corte

$$\phi Vc = \phi 0.53 (f'c)^{0.5} b_w d \quad \phi = 0.85$$

$$\phi Vc = 44968 \text{ Kg} \quad f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 197 \text{ cm}$$

$$(Vu)_d < \phi Vc$$

***No requiere diseño de refuerzo de corte

Cálculo de $(Vu)_{d\text{acero}}$

$$(Vu)_d = \frac{A_s f_y \phi d}{S} + \phi Vc$$

$$(Vu)_d = 65246 \text{ Kg}$$

Determinar S_1

$$S_0 = \frac{\phi A_s f_y d}{(Vu)_d - \phi Vc}$$

$$S_0 = -415 \text{ cm}$$

Cálculo de $V_s = V_m - V_c$

$$V_n = \frac{(V_u)_d}{\phi} = 51897 \text{ Kg}$$

$$V_c = 52903 \text{ Kg}$$

$$V_s = -1006 \text{ Kg}$$

Separación máxima

$$1.1(f'c)^{0.5} b_w d = 109800 \text{ Kg} > V_s$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

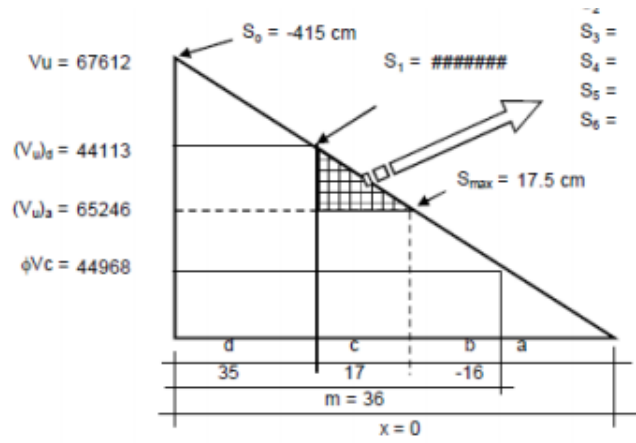
Mínimo refuerzo con separación máxima

$$A_{vmin} = \frac{3.52 b_w S}{f_y} = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

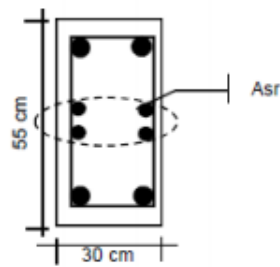
$$2 \text{ # } 3 \quad \# 3 \quad 1.42 \text{ cm}^2$$

Usar: **2 @ # 3: 1 @ 0.05, Rto @ 0.20**



2. Diseño de la viga de conexión (V.C.)

2.1. Predimensionamiento de la Viga de Conexión (V.C.)

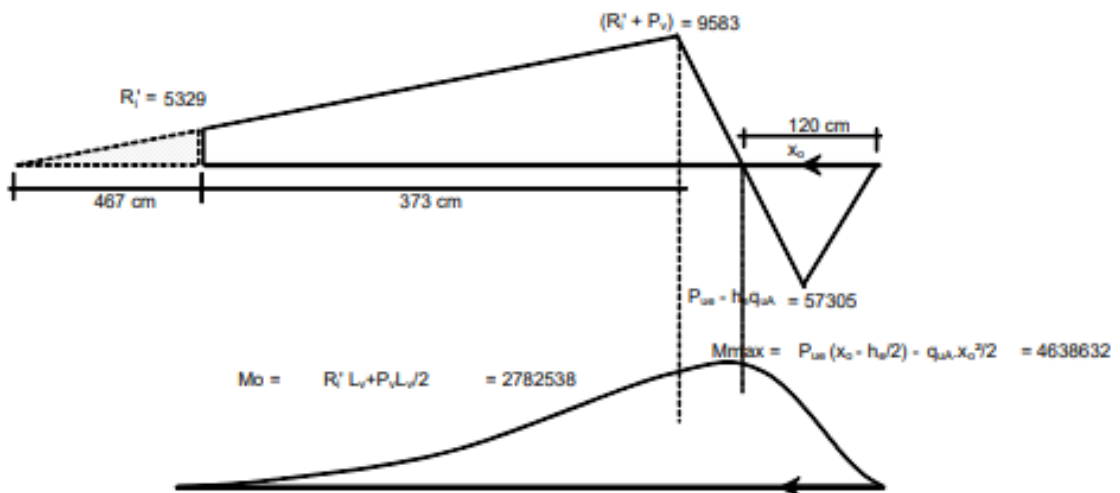
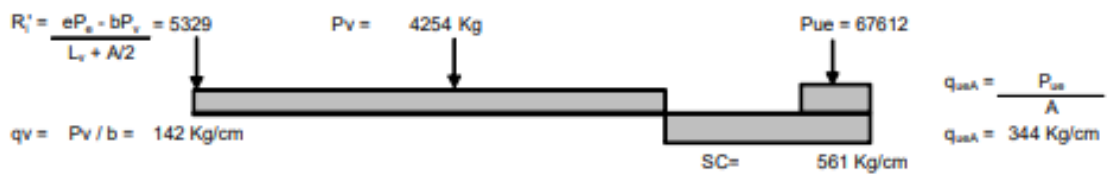
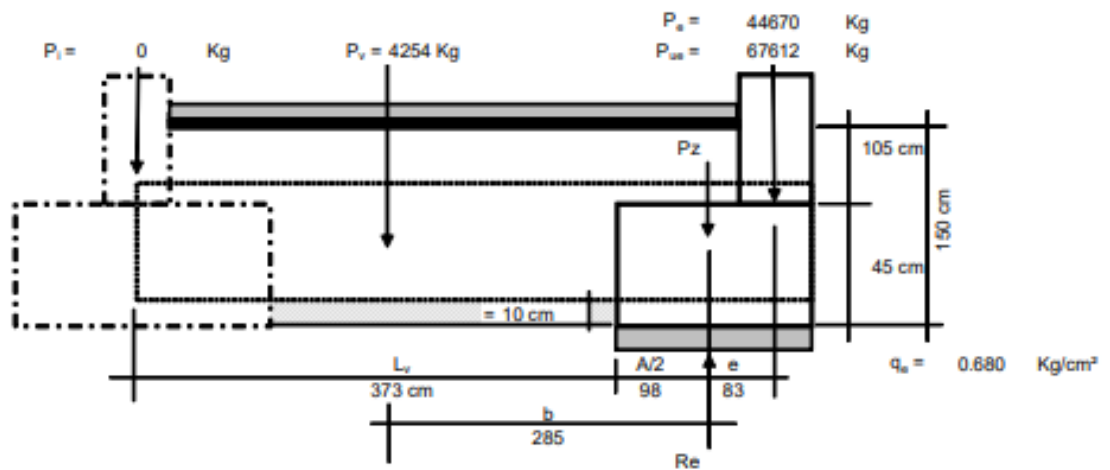


$$h = \frac{L}{7} \text{ a } \frac{L}{9}$$

$$h = \frac{L}{7}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$Asr = 10\% As$$



Diseño de los refuerzos transversales de la Viga de conexión

$(V_u)_d = 9184 \text{ Kg}$
 Comprobación si es necesario refuerzo por corte
 $\phi V_c = \phi 0.53(f'c)^{0.5} b_w d \quad \phi = 0.85$
 $\phi V_c = 6855 \text{ Kg} \quad f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $\quad \quad \quad \quad \quad \quad b_w = 30 \text{ cm}$
 $(V_u)_d > \phi V_c$

***Requiere diseño de refuerzo por corte

Cálculo de $V_s = V_m - V_c$

$V_n = \frac{(V_u)_d}{\phi} = 10805 \text{ Kg}$
 $V_c = 8064 \text{ Kg}$
 $V_s = 2740 \text{ Kg}$

Separación máxima

$1.1(f'c)^{0.5} b_w d = 117163 \text{ Kg} > V_s$
 $S_{max} = \frac{d}{2} = 27.657 \text{ cm}$

Mínimo refuerzo con separación máxima

$A_{vmin} = \frac{3.52 b_w S}{f_y} = .70 \text{ cm}^2$
 $A_s = 1.43 \text{ cm}^2$
1 as # 3 0.71 cm^2

Usar: **1 @ .05, Rto @ 0.25**

Cálculo de refuerzos longitudinales en la Viga de conexión

Se diseñan para las siguientes condiciones:

Falla de acero en tracción, Zona Superior

$M_u = 4638632 \text{ cm-Kg} \quad b_w = 30 \text{ cm} \quad f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad d = 49 \text{ cm}$
 $A_s = 34.23 \text{ cm}^2$

Usar: **6.8 # 8** (2.5 cm, 34.7 cm²) **OK**

$l_d = 25 \text{ cm} \quad \# \text{ capas} = 2 \quad \text{OK}$

Separación entre refuerzos longitudinales

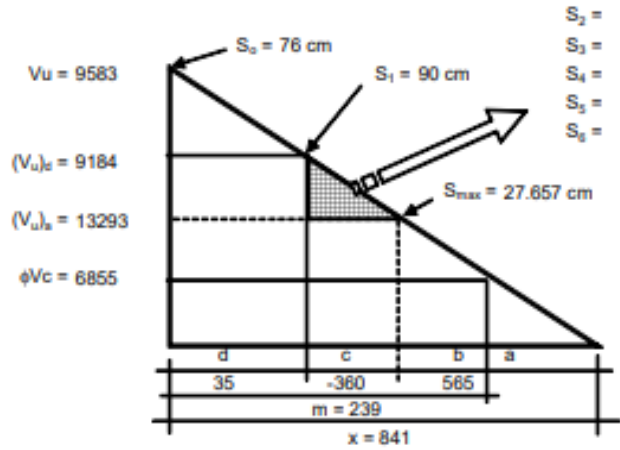
$S = \frac{b - 2r_1 - \phi_b}{\#bar - 1} = 7 \text{ cm} \quad \text{Refuerzo : } \mathbf{6.85 \# 8 @ 0.07}$

Cálculo de $(V_u)_{acero}$

$(V_u)_a = \frac{A_s f_y \phi d}{S} + \phi V_c$
 $(V_u)_a = 13293 \text{ Kg}$

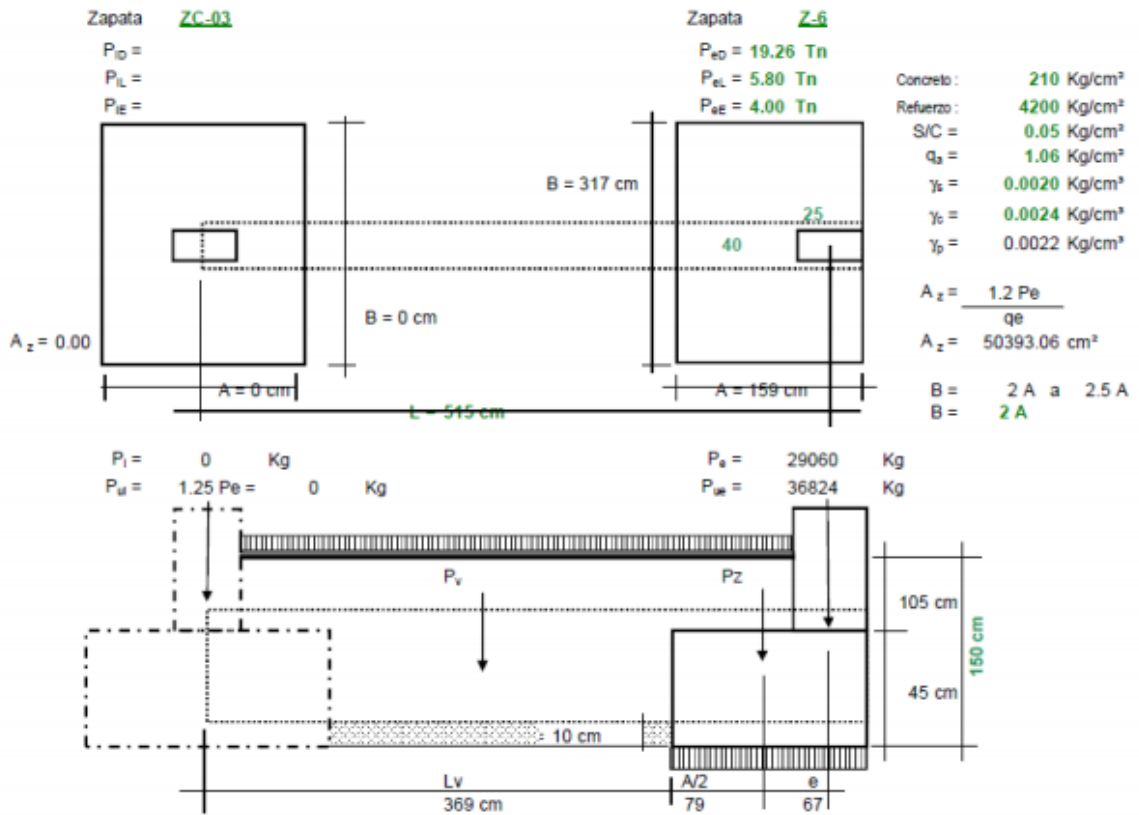
Determinar S_1

$S_o = \frac{\phi A_s f_y d}{(V_u)_d - \phi V_c}$
 $S_o = 76 \text{ cm}$



ZAPATA Z-6:

DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA



Cálculo de la presión efectiva del suelo (q_e)

$$q_e = q_s - S/C - (\gamma_c + \gamma_s) h / 2$$

$$q_e = 1.06 - 0.05 - (0.0024 + 0.002) \times 150 / 2 = 0.680 \text{ Kg/cm}^2$$

1. Diseño de la Zapata exterior

1.1. Diseño en Altura (Rotura)

a) Por longitud de desarrollo

Asumiendo un peralte de la zapata de 40 cm, porque la longitud de la barra en compresión es de 34 cm, donde: $d = 35 \text{ cm}$, $r = 10 \text{ cm}$, # 6

b) Corte por Punzonamiento ***No es c) Corte por flexión ***No se ***No se d) Falla por aplastamiento ***No falla

b) Corte por Punzonamiento

Presión efectiva o última del suelo (q_u)

$$P_{eu} = 1.4 \times 19.26 + 1.7 \times 5.8 = 36824 \text{ Kg}$$

$$P_{eu} = 1.25(D+L)+E = 35325 \text{ Kg}$$

$$P_{eu} = 36824$$

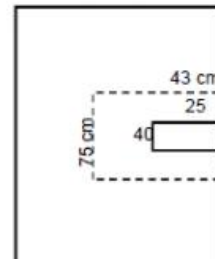
$$q_u = \frac{P_{eu}}{A \cdot B} = 0.731 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_o = 160 \text{ cm}$$

$$A_o = 3188 \text{ cm}^2$$

Fuerza actuante última en el perímetro de falla

$$V_u = P_{ue} - q_u \cdot A_o = 34495 \text{ Kg}$$



Resistencia nominal del concreto al cortante, se elige el menor de los siguientes valores. Donde :

$$\beta_c = 0.63 \quad \alpha_s = 30 \quad \text{correspondiente a una columna externa}$$

$$V_{co} = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 184052 \text{ Kg}$$

$$V_{co} = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 187613 \text{ Kg}$$

$$V_{co} = 1.1 (f'c)^{0.5} b_o \cdot d = 89267 \text{ Kg}$$

Cortante resistente del concreto de diseño

$$\phi V_{co} = 0.85 (89267) = 75877 \text{ Kg}$$

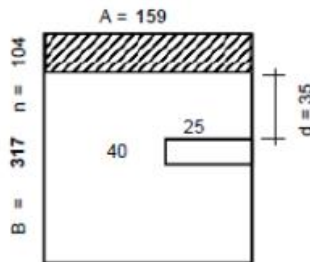
Como :

$$V_{uo} = 34495 < \phi V_{co} = 75877 \text{ Kg}$$

***No es necesario modificar el peralte $d = 35 \text{ cm}$, de la zapata

c) Corte por flexión

Se verificará el peralte que satisface el corte perimetral, $d = 35 \text{ cm}$



Corte actuante en la sección crítica

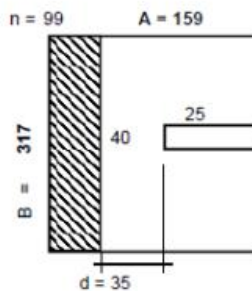
$$V_u = q_u \cdot n \cdot A = 12032 \text{ Kg}$$

Corte resistente de diseño del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{0.5} \cdot d \cdot A = 36270 \text{ Kg}$$

Como : $V_u < \phi V_c$

***No se requiere modificar el peralte $d = 35 \text{ cm}$, de la zapata



Corte actuante en la sección crítica

$$V_u = q_u \cdot n \cdot B = 22905 \text{ Kg}$$

Corte resistente de diseño del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{0.5} \cdot d \cdot B = 72539 \text{ Kg}$$

Como : $V_u < \phi V_c$

***No se requiere modificar el peralte $d = 35 \text{ cm}$, de la zapata

d) Falla por aplastamiento

En la superficie de apoyo :

$$P_{ue} = 36824 \text{ Kg}$$

$$A_1 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 50393 \text{ cm}^2$$

Entonces :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 7.10 > 2 \quad \text{Se toma : } 2$$

La fuerza resistente al aplastamiento :

$$\phi = 0.7$$

$$\phi P_n = \phi \cdot (0.85 f'c) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot A_1 = 249900 \text{ Kg}$$

Como : $P_u = 36824 < \phi P_n = 249900$ ***No falla por aplastamiento

1.2 Cálculo del As

$$q_{ue} = \frac{P_{eu}}{B} = 116 \text{ Kg/cm}$$

$$M_u = \frac{q_{ue} \cdot m^2}{2} = 1116265 \text{ cm-Kg}$$

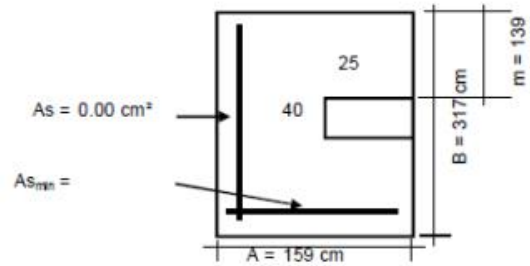
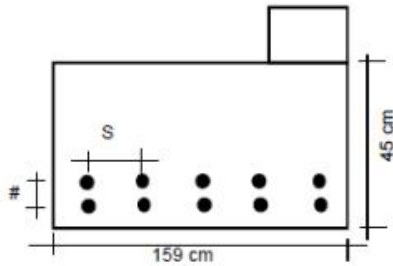
$$A_s = 8.59 \text{ cm}^2 < (A_s \text{ min} = 0.0020 \cdot b \cdot h = 14.29 \text{ cm}^2)$$

Usar: **7 # 5**

$l_d = 40 \text{ cm}$ # capas = 1 **OK**

Separación entre refuerzos longitudinales

$$S = \frac{b - 2r_1 - \phi_b}{\#bar - 1} \rightarrow S = 24.21 \text{ cm}$$



Diseño de los Refuerzos Transversales (Estribos)

$$(V_u)_d = 36824 - (0.73) (16466)$$

$$(V_u)_d = 24792 \text{ Kg}$$

Comprobación si es necesario refuerzo por corte

$$\phi V_c = \phi 0.53(f'c)^{0.5} b_w d \quad \phi = 0.85$$

$$\phi V_c = 36270 \text{ Kg} \quad f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 150 \text{ cm}$$

$$(V_u)_d < \phi V_c$$

***No requiere diseño de refuerzo de corte

Cálculo de $(V_u)_{acero}$

$$(V_u)_a = \frac{A_s f_y \phi d}{S} + \phi V_c$$

$$(V_u)_a = 56547 \text{ Kg}$$

Determinar S_1

$$S_0 = \frac{\phi A_s f_y d}{(V_u)_d - \phi V_c}$$

$$S_0 = -31 \text{ cm}$$

Cálculo de $V_s = V_m - V_c$

$$V_n = \frac{(V_u)_d}{\phi} = 29167 \text{ Kg}$$

$$V_c = 42670 \text{ Kg}$$

$$V_s = -13504 \text{ Kg}$$

Separación máxima

$$1.1(f'c)^{0.5} b_w d = 88561 \text{ Kg} > V_s$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

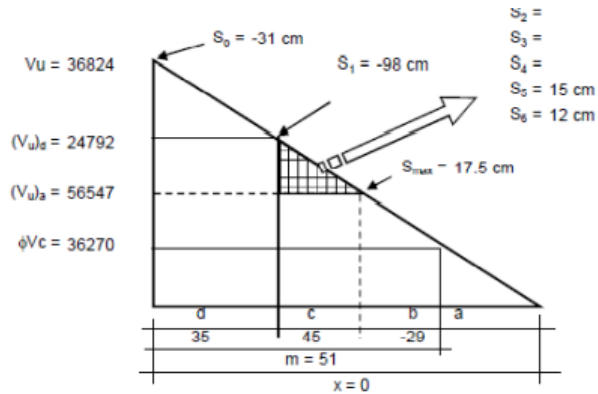
Mínimo refuerzo con separación máxima

$$A_{vmin} = \frac{3.52 b_w S}{f_y} = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2 \text{ Cambiar}$$

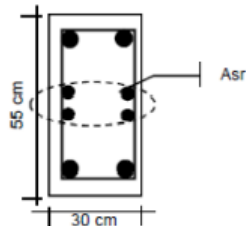
$$2 \text{ as } \# 3 \quad 1.42 \text{ cm}^2$$

Usar: **2 @ # 3: 1 @ 0.05, Rto @ 0.20**



2. Diseño de la viga de conexión (V.C.)

2.1. Predimensionamiento de la Viga de Conexión (V.C.)

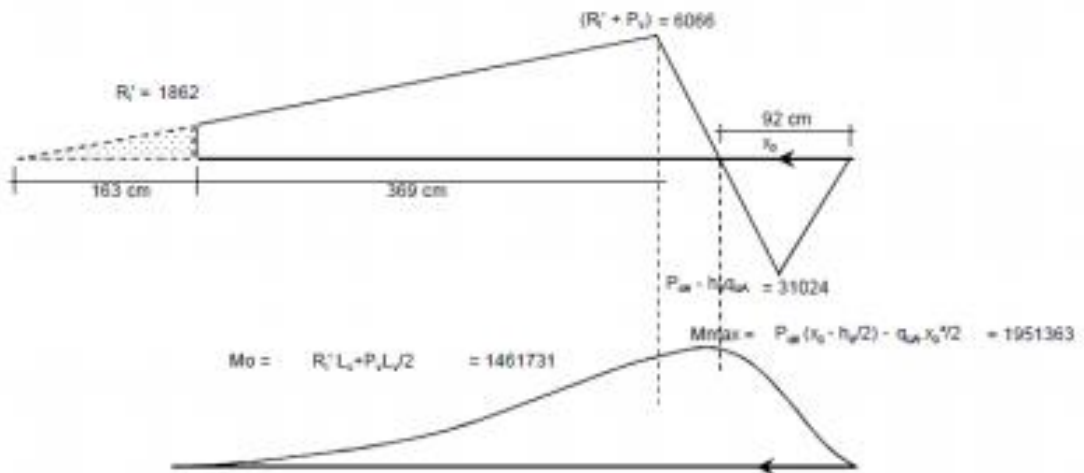
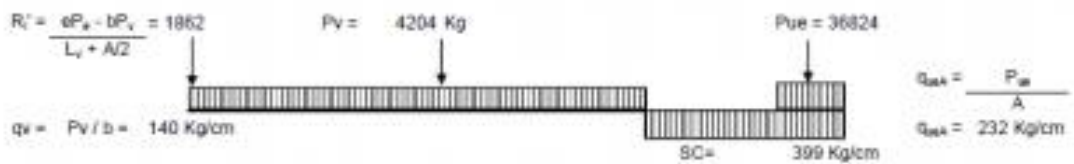
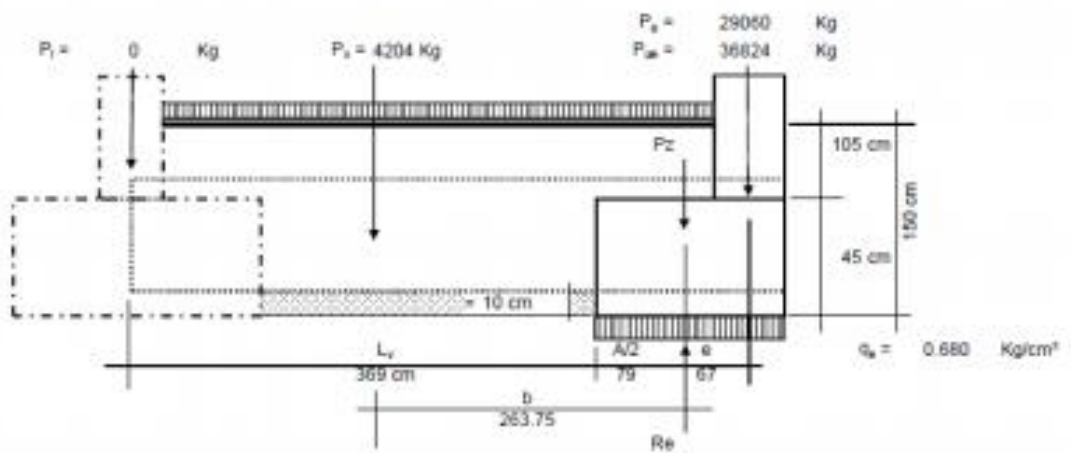


$$h = \frac{L}{7} \text{ a } \frac{L}{9}$$

$$h = \frac{L}{7}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$Asr = 10\% A_s$$



Diseño de los refuerzos transversales de la Viga de conexión

$(Vu)_d = 5667 \text{ Kg}$
 Comprobación si es necesario refuerzo por corte
 $\phi Vc = \phi 0.53(f'c)^{0.5} b_w d$ $\phi = 0.85$
 $\phi Vc = 6855 \text{ Kg}$ $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $b_w = 30 \text{ cm}$
 $(Vu)_d < \phi Vc$
*****No requiere diseño de refuerzo por corte**

Cálculo de $(Vu)_{acero}$
 $(Vu)_a = \frac{A_s f_y \phi d}{S} + \phi Vc$
 $(Vu)_a = 17030 \text{ Kg}$
 Determinar S_1
 $S_0 = \frac{\phi A_s f_y d}{(Vu)_d - \phi Vc}$
 $S_0 = -150 \text{ cm}$

Cálculo de $Vs = Vm - Vc$
 $Vn = \frac{(Vu)_d}{\phi} = 6667 \text{ Kg}$
 $Vc = 8064 \text{ Kg}$
 $Vs = -1398 \text{ Kg}$
 Separación máxima
 $1.1(f'c)^{0.5} b_w d = 117163 \text{ Kg} > Vs$
 $S_{max} = \frac{d}{2} = 17.5 \text{ cm}$
 Mínimo refuerzo con separación máxima
 $Av_{min} = \frac{3.52 b_w S}{f_y} = .44 \text{ cm}^2$
 $A_s = 1.43 \text{ cm}^2$
1 es # 3 0.71 cm^2

Usar: **1 @ .05, Rto @ 0.25**

Cálculo de refuerzos longitudinales en la Viga de conexión

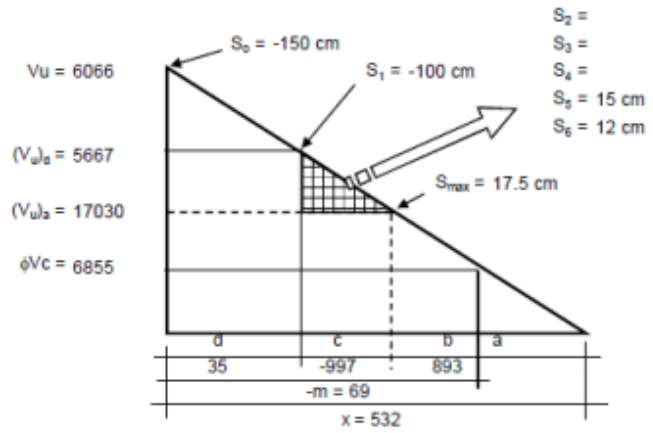
Se diseñan para las siguientes condiciones:

Falla de acero en tracción, Zona Superior
 $M_u = 1951363 \text{ cm-Kg}$ $b_w = 30 \text{ cm}$ $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $d = 49 \text{ cm}$
 $A_s = 11.71 \text{ cm}^2$

Usar: **5.9 # 5** $(1.6 \text{ cm}, 11.6 \text{ cm}^2)$ **OK**
 $l_d = 20 \text{ cm}$ **# capas = 2** **OK**

Separación entre refuerzos longitudinales

$S = \frac{b - 2r_1 - \phi_b}{\#bar - 1} = 10 \text{ cm}$ Refuerzo: **5.86 # 5 @ 0.10**



V. DISCUSIÓN

El espectro energético de la estructura es más perfecto para la visión exigida por la norma de diseño E: 030, por lo que su robustez a la fuerza cortante final, en la que la curvatura tolerable del edificio es la más alta. La resistencia a cortante de diseño viene dada por el código sísmico E: 030, por lo que es consistente con el autor, ya que debe cumplir con el código vigente y realizar el diseño correspondiente y el análisis correspondiente para obtener un mejor desempeño de la estructura de la infraestructura en diseño.

Si bien es cierto el RNE E0.30 Art. 17, nos permite diseñar en cualquier sistema estructural, debemos tener en cuenta de que el diseño que propongamos sea lo mas resistente posible y a la vez eficiente tanto en costo y en tiempo de ejecución.

Si bien los resultados del estudio muestran que el diseño sísmico propuesto se encuentra dentro de los parámetros considerados por el código nacional de construcción, una vez que el edificio ingresa al proceso de implementación, estos cálculos deben evaluarse en el sitio.

VI. CONCLUSIONES

Las conclusiones que nos permitio obtener de esta investigación son las siguientes:

1. Se determinó según nuestra evaluación que el análisis sísmico y diseño de concreto armado influye significativamente en el proyecto de MAXIBODEGAS-PAITA, debido a que proporciona parámetros para realizar edificaciones más seguras y dúctiles.
2. Se determinó que la norma E. 030 influye en el espectro del diseño de concreto armado, debido a que nos permite calcular el análisis sísmico para poder hacer el diseño estructural de acuerdo a la zona donde se ubica el proyecto, estableció el coeficiente de amplificación sísmica en el Eje X-X: 0.833 y en el eje Y-Y 0.4167
3. De acuerdo a los resultados del análisis sísmico se identificó los parámetros ZUCS, en el proyecto: $Z= 0.45$, $U= 1.0$, $S= 1.2$, $T_p=0.6$, $R_x= 3.0$, $R_y= 6.0$, así como la influencia sísmica en el comportamiento estructural del diseño de concreto armado en el proyecto "MAXIBODEGAS-PAITA" del Departamento de Piura, se consideró como una fracción de $2/3$ del valor de la fuerza sísmica horizontal.
4. Nuestro modelo cumple con las normas respectivas E0.30 del RNE
5. Las derivas son aceptables, debido a que los muros de concreto absorben gran parte de la fuerza sismica, siendo que su distorsión máxima es de 0.006 como analisis lineal y elastico.

IV. RECOMENDACIONES

1. Todo proyecto de construcción y edificación debe garantizar los controles técnicos permanentes, por profesionales calificados durante el proceso de construcción de la obra, estableciendo criterios de estructuración y cargas en el eje X-X, al tener mayor coeficiente de amplificación sísmica.
2. Realizar estudios de suelos a mayor profundidad (uso de posteadora), a fin de identificar el perfil estratigráfico del proyecto, ante futuras ampliaciones del local MAXIBODEGAS
3. Asimismo, tener presente que no se debe edificar sobre terrenos que no cumplan con las condiciones para soportar cimientos, rellenos sanitarios, suelos orgánicos u otros, es necesario primero removerlos y retirarlos antes de empezar cualquier construcción para luego remplazarlos con otros materiales adecuados. La cimentación deberá ser sobre buen terreno.

REFERENCIAS

Afuso (2017) *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco*. Recuperado de: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/9336>

Arévalo, P., & Barahona, R. (2013). *Diseño comparativo de tanques para el almacenamiento de agua de hormigón armado, enterrados hasta el nivel de la tapa*. Recuperado de: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/4267>

Bernal (2010) *Metodología de la investigación*. Tercera edición Ed. Pearson

Castro (2018) *Análisis Sísmico – Combinaciones Modales*. Recuperado de: <https://www.linkedin.com/pulse/an%C3%A1lisis-s%C3%ADsmico-combinaciones-modales-ulises-o-castro/?originalSubdomain=es>

Ccama (2017) *Análisis y diseño estructural de edificio de concreto armado y comparación de la norma de diseño sísmico E030-2014*. Recuperado de: <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/2417>

García, M. y moscoso, D. (2016) *Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante el análisis sísmico dinámico, aplicado con la norma de diseño sismorresistente e.030 del 2016 y la norma chilena de diseño sísmico de edificios nch 433.of1996 modificada en 2012*. Recuperado de:

file:///C:/Users/Usuario/Downloads/Mario_Darwin_Tesis_bachiller_2016.pdf

Grases (2014) *La amenaza sísmica. Estrategias preventivas* <https://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/896/La%20amenaza%20sismica.pdf>

Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica. Recuperado de:

<https://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/895/Guia%20para%20evaluacion%205%2031.3.16.pdf>

Kuroiwa (2002) Viviendo en armonía con la naturaleza

Ortega, M. (2013). *Cálculo de placas a través de distintas metodologías*.

Recuperado de: <https://core.ac.uk/download/pdf/29405067.pdf>

Ottazzi (2006). "Diseño en concreto armado". (1° ed.) Lima Perú: Asociación capítulo peruano del Instituto Americano del Concreto – ACI.

Palacios, H. y Tandaypan, C. (2017) *Análisis de la vulnerabilidad sísmica en las viviendas de albañilería confinada desde el punto de vista geotécnico-sísmico del centro poblado El Milagro - Distrito de Huanchaco – Provincia de Trujillo*. Recuperado de:

http://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/upaorep/3567/1/RE_ING.CIVIL_HEINER.PALACIOS_CRISTHIAN.TANDAYPAN_VULNERABILIDAD.S%3%8DSMICA_DATOS.PDF

Ruíz (2019) *Análisis y diseño estructural para la ejecución de edificios en el proyecto "Clínica Privada" del distrito de los Olivos, Lima*. Recuperado de:

<http://repositorio.unfv.edu.pe/handle/UNFV/2805?locale-attribute=en>

Sánchez, V. Y Vargas, R. (2018) *Análisis y diseño de edificios de concreto armado considerando la rigidez efectiva de sus elementos estructurales*. Recuperado de:

https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/624981/s%C3%A1nchez_ev.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Trujillo (2017) Diseño integral de estructuras con sistema de aislación sísmica aplicado a un edificio de concreto armado. Recuperado de:

<http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/4108/Trujillo%20Benito.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Real Academia Española (s. f.). Paráfrasis. Recuperado de <http://dle.rae.es/?id=Rq6dJ6v>

Torres, K. M., Ruiz, T. S., Solís, L. y Martínez, F. (2010). Calidad y su evolución: una revisión. *Dimensión Empresarial*, 10(2), 100-107.

Kline, R. B. (2016). *Principles and Practice of Structural Equation Modeling* (4th ed.). New York: The Guilford Press.

Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación* (6^a ed.). México D. F.: McGraw Hill.

Rodriguez Arainga, Walabonso (2011). *Guía de Investigación Científica*. Lima, Perú.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2019) Lima, Peru.

Mc Cormac J. & Brown H. R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. New Jersey, U.S.A.

Herrera Gonzales R., Ramirez Pierla A. & Ugel Garrido R.(2016). *Estudio de la Respuesta Sísmica y Daño Global de Dos Edificios Irregulares de Concreto Armado*. Cumana, Venezuela.

Carrillo J., Alcocer S. & Aperador W. (2013). *Propiedades Mecánicas del Concreto para Viviendas de Bajo Costo*. Distrito Federal, México.

ANEXOS

ANEXO 01-MATRIZ DE OPERACIONALIZACION

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OP.	DIMENSIÓN	INDICADORES
VI MUROS DE CONCRETO ARMADO	Los muros de concreto armado absorben principalmente las cargas sismicas.	Resistencia sísmica predominante que actúa por lo menos el 70% de a fuerza cortante en la base.	Estudio de Suelos	Capacidad portante
				Perfil estatigráfico
VD ANÁLISIS SÍSMICO ESTRUCTURAL DE UN SUPERMERCADO	La estructura debe diseñarse como un sistema o combinación de elementos y componentes que deben estar relacionados entre sí y seguir los principios y restricciones para cumplir con sus funciones concebidas. El análisis estructural permitirá a los ingenieros estructurales realizar el predimensionamiento y diseño de edificios, y sus normas brindarán seguridad y soluciones a las necesidades y cumplirán con la resistencia requerida para estimar la carga.	La acción sísmica del diseño estructural depende de la zona sísmica (Z), el perfil del suelo (S, TP, TL), el uso del edificio (U), el sistema Resistencia al terremoto (R) y las características dinámicas del edificio (T, C) y su peso (P).	Predimensionamiento	Losas aligeradas, columnas , vigas y muros.
			Metrado de cargas	Cargas vivas
			Estructuración	Criterios de estructuración, aplicación de la estructuración.
			Analisis sísmico	Analisis Estático, analisis dinámico, control de derivas.