



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL**

**Comparación técnico económico entre el uso de aisladores elastoméricos y
placas de concreto armado en una edificación de 8 pisos**

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

AUTOR

DELGADO ALARCÓN, RONAL ALEXANDER

ASESOR

MG. MINAYA ROSARIO, CARLOS DANILO

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

LIMA - PERÚ

2017-I



Dedicatoria

A mis padres y a mi esposa quienes me apoyaron todo el tiempo.

A mis maestros quienes nunca desistieron al enseñarme, aun sin importar que muchas veces no ponía atención en clase.

Para ellos es esta dedicatoria de tesis, pues es a ellos a quienes se las debo por su apoyo incondicional.

Agradecimiento

El presente trabajo de tesis primeramente me gustaría agradecerle a ti Dios por bendecirme para llegar hasta donde he llegado, porque estás haciendo realidad este sueño anhelado.

A la UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO por darme la oportunidad de estudiar y ser un profesional y al Dr. César Acuña Peralta, fundador de dicha Universidad.

A mi asesor de tesis Mg. Ing. Carlos Minaya Rosario, por su experiencia científica para la formulación de la Tesis.

Son muchas las personas que han formado parte de mi vida profesional a las que me encantaría agradecerles su amistad, consejos, apoyo, ánimo y compañía en los momentos más difíciles de mi vida. Algunas están aquí conmigo y otras en mis recuerdos y en mi corazón, sin importar en donde estén quiero darles las gracias por formar parte de mí, por todo lo que me han brindado y por todas sus bendiciones.

Para ellos: Muchas gracias y que Dios los bendiga.

El Autor.

Declaración de autenticidad

Yo, Ronal Alexander Delgado Alarcón, estudiante de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, identificado con DNI 47330803, con tesis titulada **COMPARACIÓN TÉCNICO ECONÓMICO ENTRE EL USO DE AISLADORES SISMICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO PARA UNA EDIFICACION DE 8 PISOS, SAN ISIDRO, 2017.**

Declaro bajo juramento que:

- 1) La tesis es de mi autoría.
- 2) Se ha respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por lo tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
- 3) La tesis no ha sido auto plagiada; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
- 4) Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseadas, ni duplicados, ni copiados y por lo tanto los resultados que se presentan en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De identificarse la falta de fraude (datos falsos), plagio (información sin citar autores), autoplagio (presentar como nuevo algún trabajo de investigación propio que ya ha sido publicado), piratería (uso ilegal de información ajena) o falsificación (representar falsamente las ideas de otros), asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normalidad vigente de la Universidad César Vallejo.

Los Olivos, julio del 2017.

Delgado Alarcón, Ronal Alexander

DNI 47330803

Resumen

Señores miembros del Jurado, se presenta ante ustedes la Tesis titulada: "COMPARACIÓN TÉCNICO ECONÓMICO ENTRE EL USO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO PARA UNA EDIFICACION DE 8 PISOS", con la finalidad de determinar el comportamiento de ambas estructuras ante un sismo, así como determinar la variación de los costos entre los dos tipos de edificaciones; en cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo para obtener el título profesional de Ingeniero Civil. Los resultados que se han obtenido durante el proceso de investigación representan, a parte de un modesto esfuerzo.

Esperando cumplir con los requisitos de aprobación.

El autor.

Abstract

Members of the Jury, the thesis entitled "ECONOMIC TECHNICAL COMPARISON BETWEEN THE USE OF ELASTOMERIC INSULATORS AND ARMED CONCRETE PLATES FOR LOWER BUILDINGS" is presented to you, in order to determine the behavior of both structures in the face of an earthquake, as well as How to determine the variation of costs between the two types of buildings; In compliance with the Regulations of Degrees and Degrees of the César Vallejo University to obtain the professional title of Civil Engineer. The results obtained during the research process represent, apart from a modest effort.

Waiting to meet the approval requirements.

The author.

Índice

CARÁTULA

PÁGINAS PRELIMINARES

Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Declaratoria de autenticidad.....	iv
Resumen	v
Abstract	v
Índice.....	vi
I. INTRODUCCIÓN	11
1.1 Realidad problemática.....	12
1.2 Trabajos previos.....	13
1.3 Teorías relacionadas al tema	19
1.3.1 Diseño de una edificación.....	19
1.3.2 Análisis Económico de una edificación	20
1.3.3 Aisladores sísmicos	21
1.3.4 Tipos de aisladores	21
1.3.4.1 Aisladores elastoméricos	21
<i>Aisladores de goma natural o de bajo amortiguamiento (LRD)</i>	<i>22</i>
<i>Aisladores con núcleo de plomo (LRB)</i>	<i>23</i>
<i>Aisladores de alto amortiguamiento (HDR)</i>	<i>27</i>
1.3.4.2 Aisladores deslizantes	27
1.3.4.3 Aisladores tipo péndulo de fricción	28
1.4 Formulación del problema	28
1.4.1 Problema general.....	28
1.4.2 Problemas específicos.....	28
1.5 Justificación del estudio	29
1.6 Hipótesis.....	29
1.6.1 Hipótesis general	29
1.6.2 Hipótesis específicas	29



1.7 Objetivos	30
1.7.1 Objetivo general.....	30
1.7.2 Objetivos específicos	30
II. MÉTODO.....	31
2.1. Diseño de investigación.....	32
2.1.1 Tipo de diseño	32
2.2. Variables	33
2.3. Matriz de consistencia.....	35
2.4. Método de análisis de datos.....	37
III RESULTADOS.....	38
3.1 Edificación convencional de 8 pisos.....	39
3.1.1 Normas empleadas	39
3.1.2 Especificaciones – materiales empleados.....	40
3.1.3 Características del terreno y consideraciones de cimentación.....	41
3.1.4 Estados de carga	41
3.1.5 Diseño en concreto armado	42
3.1.6 Estructuración	42
3.1.6.1 Estructuración de la edificación.....	43
3.1.7 Predimensionamiento.....	46
3.1.7.1 Predimensionamiento vigas peraltadas.....	46
3.1.7.2 Predimensionamiento de columnas.....	46
3.1.7.3 Predimensionamiento de losas	49
3.1.7.3.1 Predimensionamiento de losa aligerada.....	49
3.1.7.4 Predimensionamiento de cimentación.....	50
3.1.8 Metrado de cargas.....	52
3.1.9 Análisis sísmico	55
3.1.9.1 Modelo estructural	55
3.1.10 Normas y parámetros para el análisis sísmico	56
3.1.11 Espectros de pseudoaceleraciones de diseño	59
3.1.12 Modelos de análisis y resultados de desplazamientos	61



3.1.13	Análisis estático.....	62
3.1.14	Diseño de elementos estructurales	64
3.1.14.1	Diseño de losa aligerada	64
3.1.14.2	Diseño de vigas	67
3.1.14.2.1	Diseño por flexión.....	67
3.1.14.2.2	Diseño por cortante	72
3.1.14.3	Diseño de columnas	77
3.1.14.4	Diseño de zapata de placa (PL-3)	82
3.1.14.5	Diseño de placa.....	87
3.2	Edificación aislada de 8 pisos	92
3.2.1	Normas empleadas	93
3.2.2	Especificaciones – materiales empleados.....	93
3.2.3	Características del terreno y consideraciones de cimentación.....	94
3.2.4	Estados de carga	95
3.2.5	Diseño en Concreto Armado	95
3.2.6	Estructuración	96
3.2.6.1	Estructuración de la edificación aislada.....	96
3.2.7	Predimensionamiento.....	100
3.2.7.1	Predimensionamiento vigas peraltadas.....	100
3.2.7.2	Predimensionamiento de columnas.....	100
3.2.7.3	Predimensionamiento de losas	103
3.2.7.3.1	Predimensionamiento de losa aligerada.....	103
3.2.7.4	Predimensionamiento de cimentación.....	104
3.2.8	Metrado de cargas.....	106
3.2.9	Normas y características del sistema de aislamiento	110
3.2.9.1	Norma usada para el diseño del sistema de aislamiento	110
3.2.9.2	Características del sistema de aislamiento	110
3.2.10	Análisis y diseño del sistema de aislamiento.....	111
3.2.10.1	Parámetros sísmicos para el diseño.....	111
3.2.10.2	Procedimiento de diseño	112



3.2.10.3 Parámetros iniciales de la estructura aislada	113
3.2.10.3.1 Parámetros objetivos	113
3.2.10.3.2 Desplazamientos	114
3.2.10.4 Propiedades geométricas y dinámicas de aisladores	114
3.2.10.4.1 Propiedades geométricas	115
3.2.10.4.1.1 Aisladores	115
Diámetro	115
Altura	116
Diámetro de plomo	116
3.2.10.4.2 Propiedades dinámicas	116
3.2.10.4.2.1 Aisladores	116
Rigidez pos-fluencia (K_d)	117
Rigidez inicial (K_e)	117
Fuerza de histéresis (q_d)	118
Fuerza de fluencia (f_y)	118
Desplazamiento de fluencia (Δ_y)	118
Rigidez efectiva (k_{eff})	119
Energía disipada por ciclo (edc)	119
Amortiguamiento efectivo	119
Capacidad axial del aislador sísmico	121
3.2.10.4.2.2 Deslizadores	125
Fuerza de “fluencia” f_y	126
Rigidez efectiva	126
Amortiguamiento efectivo	127
3.2.10.4.3 Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento	127
Rigidez efectiva	127
Amortiguamiento efectivo	127
3.2.10.5 Análisis dinámico	127
3.2.10.5.1 Modo fundamental	130
3.2.10.6 Resultados finales	130



3.2.10.6.1 Derivas de entrepiso a sismo de diseño	131
3.2.10.6.2 Aceleraciones espectrales de entrepiso a sismo de diseño	131
3.2.11 Diseño de elementos estructurales	132
3.2.11.1 Diseño de losa aligerada	132
3.2.11.2 Diseño de losa solida (piso técnico)	135
3.2.11.3 Diseño de vigas nivel de aislación	141
3.2.11.3.1 Diseño por flexión	142
3.2.11.3.2 Diseño por cortante	146
3.2.11.4 Diseño de vigas nivel de superestructura	151
3.2.11.4.1 Diseño por flexión	151
3.2.11.4.2 Diseño por cortante	155
3.2.11.5 Diseño de columnas	162
3.2.11.6 Diseño de zapata de columna P1	167
3.3 Metrado, costos y presupuesto de edificación convencional	172
3.3.1 Metrado	172
3.3.2 Costos y presupuesto	182
3.3.3 Análisis de precios unitarios	183
3.4 Metrado, costos y presupuesto de edificación aislada	190
3.4.1 Metrado	190
3.4.2 Costo y presupuesto	201
3.4.3 Análisis de precios unitarios	202
IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	211
4.1 Discusión	212
4.2 Conclusiones	212
4.3 Recomendaciones	213
V ANEXOS	215
VI REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	229

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad problemática

El Cinturón de Fuego del océano pacífico concentra el 85% de la actividad sísmica mundial, lo que convierte al Perú en un país altamente sísmico, solo basta con remontarnos al año 1746 donde hubo un terremoto que destruyó Lima, donde el distrito más afectado fue el Callao, el cual provocó un tsunami que destruyó la mayoría de sus casas y habitantes; otro movimiento más recordado fue el de 1940 y luego el de 1970 en Yungay donde se vieron afectadas aproximadamente más de 180 mil viviendas que quedaron inhumadas por el alud y en donde sobrevivieron solo 300 personas; luego en el 2007 el terremoto de gran intensidad de 7.9 grados de magnitud en la escala de Richter, siendo uno de los movimientos más fuertes de los últimos años en nuestro país.

Si volviera a registrarse un sismo de la misma magnitud o superior que los de los últimos años, probablemente muchas edificaciones resultarían con grandes daños en sus estructuras porque no están construidas con las especificaciones mínimas recomendadas por norma, y por consecuencia numerosas pérdidas de vidas humanas; por lo que la conciencia de tomar medidas preventivas en nuestras edificaciones cumpliría un papel muy importante ante un sismo de cualquier magnitud; en consecuencia toda estructura debe ser diseñada y construida para soportar este tipo de demandas. Los efectos de un sismo en las construcciones son totalmente notables ya que éstas son las que albergan a la población, los daños y pérdidas causadas repercuten directamente sobre la vida las personas que lo ocupan.

Las construcciones de menor altura, llámese así a las edificaciones no mayores de 8 pisos; que resista un sismo de gran consideración como 6, 7 u 8 grados en la escala de Richter, podría resultar muy costosa si la estructura planteada no se adapta a los diseños arquitectónicos, si la calidad del suelo es baja, etc. por consiguiente, para optimizar costos en la construcción y mejorar su comportamiento a fin de evitar daños en la estructura, se plantea utilizar un sistema en la cimentación con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

La necesidad del uso de un sistema que ayude a absorber y disipar la energía sísmica en edificaciones de menor altura, es muy importante, por lo que en ésta tesis se propone incorporar los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, en la base de la cimentación de la edificación; ya que éstos liberan la energía sísmica, que provee a la estructura suficiente flexibilidad para que la diferencia del periodo natural de la edificación con el periodo natural del sismo sea mínima, controlando los desplazamientos y asegurando que los elementos de la estructura no sufran daños severos o el colapso.

1.2 Trabajos previos

En relación a los estudios internacionales, se muestran algunos hallazgos relevantes y estos son:

Arriagada (2005) *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*; para optar al Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Tiene por objetivo comparar la respuesta estructural a través de ciertos parámetros y de costos, incluyendo probables daños sísmicos de una estructura convencional versus la estructura similar aislada, analizando la conveniencia de la implementación de la aislación basal para un caso particular: Edificio Vanguardia, a ser construido en el centro de Concepción. El autor llega a las siguientes conclusiones: El resultado del análisis modal tridimensional y diseño del edificio Vanguardia Convencional, aplicado la norma NCh 433 con su respectivo espectro y el código ACI 318-02 fueron satisfactorios. Existió un buen desempeño del edificio cumpliendo con las disposiciones de corte basal y presentando aceptables valores de desplazamiento relativo que estuvieron dentro de los rangos establecidos, todo esto bajo el marco conceptual y filosofía de diseño tradicional establecido en la NCh 433. Con respecto a los resultados del diseño la principal característica es que existe una importante relación de armadura (kg/m^3) debido a los esfuerzos que tienen que soportar los elementos estructurales, como a la arquitectura con zonas de voladizos y amplios vanos. Un resultado importante del análisis del edificio Vanguardia convencional fue

su período principal de 0.574 seg, que la hace una estructura que se puede considerar rígida, esta condición unido a la búsqueda de un mejor comportamiento del edificio Vanguardia tanto del punto de vista estructural como económico, fundamentan la idea de implementar un sistema de aislación basal. Se analizaron tres posibles sistemas, (i) conformados por aisladores HDR, (ii) un sistema mixto de aisladores LRB y HDR, (iii) aisladores FPS, elegidos por su nivel de conocimiento y sus buenos resultados a nivel nacional como internacional.

Salinas, Torres y Vallejos (2014) *Estudio Comparativo Técnico-Económico Sobre el Uso de Aislamiento Sísmico en la Base*; optar al Título de Ingeniero Civil. Tiene por objetivo determinar la conveniencia de la implementación de aislamiento sísmico en la base para el caso particular de un Edificio de concreto reforzado localizado en la ciudad de Managua, Nicaragua a través de la comparación del comportamiento estructural analizando parámetros de desempeño sísmico y de sus costos, incluyendo costos de construcción y probables daños causados por sismos en una estructura con aislamiento sísmico en la base versus una estructura similar convencional. El autor llega a las siguientes conclusiones: La implementación de un sistema de aislación sísmica en una estructura de características similares a las del Edificio en estudio resulta conveniente. Se logra un comportamiento estructural muy superior respecto a su versión convencional con altos niveles de seguridad y protección sísmica tanto de la estructura como de los contenidos. Por otra parte, representa una opción económicamente competitiva, que bajo la mirada de la inversión inmediata el edificio aislado significa un leve aumento, pero al considerar efectos de largo plazo resulta ser considerablemente menor. Comparando los resultados del análisis del modelo aislado con el modelo de base fija, se puede concluir que es conveniente implementar un sistema de aislación, específicamente el sistema combinado HDR+LRB. Mediante su implementación se disminuye la demanda sísmica, controlando los efectos que genera sobre un edificio de base fija: La aceleración de diseño se reduce en 58%, los niveles de desplazamiento relativo se anulan y el edificio aislado se mueve horizontalmente como un cuerpo rígido, las aceleraciones en un escenario como el de 1972 se reducen en por lo menos 15

veces y los esfuerzos de corte basal en 12 veces. Comparando los costos directos construcción del edificio convencional y los de la alternativa aislada, éste último resultó un 3.86% más costoso, lo que se traduce en una inversión adicional de US\$ 35,300.00; la influencia del sistema de aislación fue de un 18% del valor total del edificio aislado. Para la estructura aislada, se obtuvo una disminución de 30.4% en peso de acero de refuerzo y en 3.17% en volumen de concreto, a pesar de llevar un sistema de entrepiso adicional producto de la ubicación del sistema de aislación por debajo de las columnas del primer nivel.

Castilla y Montes (2011) *Análisis Estructural y Económico de Edificios de 30 Pisos en la Ciudad de Cartagena, mediante Análisis Estático y Empleando Aisladores Sísmicos*; para optar al Título de Ingeniero Civil. Tiene por objetivo determinar el comportamiento estructural y los costos de construcción de edificios de 30 pisos de la ciudad de Cartagena, mediante el análisis estático y empleando aisladores sísmicos modelados en ETABS; así mismo, realizar el diseño estructural (dimensiones y refuerzo) de los elementos de las estructuras; determinar el periodo de la estructura mediante la NSR-10; determinar la variación del periodo haciendo uso de los aisladores sísmicos; determinar la variación en el espectro de diseño de las estructuras modeladas con aisladores sísmicos; diseñar los aisladores sísmicos para las estructuras a modelar y determinar el análisis comparativo de la rentabilidad del sistema de aislamiento sísmico. El autor llega a las siguientes conclusiones: El análisis de los resultados obtenidos en la investigación permite afirmar que el uso de aisladores sísmicos en edificios de gran altura es un sistema que permite lograr una reducción en los costos de construcción. Los modelos analizados muestran las ventajas de la implementación de este sistema en materia económica, ya que se lograron reducciones del orden de 15% en la cantidad de concreto y del 29% en la cantidad de acero. A pesar de la notable reducción en las cantidades de material, el sistema es poco rentable, ya que una vez determinados los precios finales incluyendo el IVA y los impuestos de nacionalización establecidos por la DIAN para los aisladores, y se hace el presupuesto de cimentación, mampostería, instalaciones, redes y acabados, estamos manejando reducciones entre el 3.3% y el 4.15% de los

gastos finales de construcción. Este ahorro en costos no tiene relevancia alguna para un proyecto de construcción de cualquier tipo, pero la implementación del sistema de aislamiento sísmico permite mejorar el comportamiento de la estructura ante un sismo, minimizando los daños, lo cual se traduce en menores costos de reparación de elementos no estructurales, y menores gastos de reposición de bienes inmuebles afectados. Por tanto, es recomendable el uso de este sistema de protección sísmica en construcciones institucionales, tales como hospitales, universidades, escuelas, estaciones de bomberos, comandos de policía y fuerza militar en general, que son estructuras de vital importancia para la atención post-ocurrencia de un sismo, y que muchas veces el daño ocasionado por el sismo a este tipo de edificaciones hace que sea muy difícil atender la emergencia ocurrida.

Ahora bien, los antecedentes nacionales seleccionados en relación al objeto de la investigación son:

Korswagen, Arias y Huaranga (2012) *Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sísmicos en el Perú*; para obtener el grado de Ingeniero civil. Tiene por objetivo elaborar una investigación bibliográfica comprensiva acerca de los tipos, comportamientos y consideraciones en el uso de aisladores sísmicos; comparar el comportamiento de varios modelos para determinar la influencia de los aisladores; rediseñar una estructura con el sistema de aisladores sísmicos y evaluar las diferencias en el diseño final y, desarrollar pautas simplificadoras para determinar la factibilidad estructural de inclusión de aisladores sísmicos en estructuras en el Perú. El autor llega a las siguientes conclusiones: La aislación sísmica de edificaciones en el Perú resulta beneficiosa en la mayoría de los casos, debido a que las frecuencias predominantes de los sismos son altas, lo que implica que estructuras con periodos altos, como es el caso de las estructuras con aislación, no amplifican las aceleraciones. No obstante, la frecuencia de vibración de los suelos debe tenerse en cuenta, por lo que los suelos del tipo S3, por lo general con frecuencias bajas de amplificación, resultan indeseables. La eficiencia del diseño se logra cuando las fuerzas finales son como máximo iguales a las que se obtendrían con un diseño sin

aislación, con la diferencia, de que el diseño aislado no se esperan daños por comportamiento inelástico de la estructura.

Benavente y Traverso (2013) *Comparación del Análisis y Diseño de un Edificio de Concreto Armado de Siete Pisos con y sin Aislamiento en la Base*; para obtener el grado de Ingeniero civil. Tiene por objetivo el análisis y diseño de una estructura de 7 pisos, tanto en el caso que tuviera aislamiento basal, como si no lo tuviera. Este proyecto contemplará un análisis comparativo entre los dos diseños y sus respectivos comportamientos; donde el autor llega a las siguientes conclusiones: En un país fuertemente sísmico como es el Perú, cualquier técnica o tecnología que pueda ayudar a reducir el impacto social y económico que genera un evento sísmico debe ser estudiada y si es conveniente, adoptada. En este contexto, la tecnología de aislamiento basal ofrece una reducción del daño que genera un sismo en una estructura y adicionalmente, reduce las aceleraciones que perciben los ocupantes de la misma, por lo que se reduce daños a los contenidos y elementos no estructurales, muertes por caída de objetos entre muchos otros problemas. Para la estructuración y diseño de un edificio convencional hay ciertas consideraciones que se deben tener en cuenta. Para un adecuado comportamiento ante sismos, la experiencia indica que se debe asegurar una gran rigidez horizontal. Para lograr esto, usualmente se usan unos cuantos muros de corte, que en conjunto toman la mayor parte de la acción sísmica, en muchos casos llegando al extremo que los pórticos toman cargas de sismo muy pequeñas. Además, es recomendable que las estructuras sean dúctiles, ya que es prácticamente imposible que una estructura convencional soporte un sismo severo manteniéndose en el rango elástico, y por lo tanto, requiere ductilidad para evitar daños mayores y el colapso total. Para el diseño de un edificio aislado, se requiere tener en cuenta consideraciones diferentes a las de un edificio convencional. Por un lado, se debe asegurar que la rigidez horizontal de los entrepisos se distribuya de manera uniforme, pues esto evita concentraciones de tracciones inducidas por sismo, lo cual daña fácilmente los aisladores. Además, dado que los aisladores no toman momentos, se requiere una gran losa encima del nivel de aislación que tome los momentos del edificio y lo estabilice. Por otro lado, a

pesar de que se exige una deriva de entrepiso mucho menor a la que se exige en edificios tradicionales, el requerimiento de rigidez horizontal es mucho menor, ya que las fuerzas que genera el sismo en la estructura son mucho menores. Por último, aunque la ductilidad siempre es deseable en una estructura, se espera que una estructura aislada movilice menos ductilidad para el mismo sismo, ya que se diseña para un factor de reducción de fuerza sísmica (R) comprendido entre 1 y 2, mientras que una estructura convencional de concreto armado se diseña para un factor R comprendido entre 6 y 8.

Muñoz (2013) *Análisis y Diseño de una Estructura Hospitalaria con Aisladores Sísmicos en la Ciudad de Arequipa*; para obtener el grado de Ingeniero civil. Tiene por objetivo ejemplificar el diseño y comportamiento de una estructura aislada sísmicamente, demostrando como el uso de esta técnica puede reducir las aceleraciones transmitidas del suelo a la estructura por medio de la introducción de aisladores sísmicos y de esta forma reducir los esfuerzos internos de la misma, mejorando notablemente su desempeño tanto como las deformaciones que experimenta, preservando así la integridad de los elementos estructurales, no estructurales, de los ocupantes y la de los objetos contenidos; donde el autor llega a las siguientes conclusiones: El método de análisis estático de una estructura aislada asemeja y simplifica el comportamiento del sistema al de una gran masa concentrada sobre un resorte, similar a un péndulo invertido. Para nuestro caso de estudio el método de análisis dinámico modal espectral es el más apropiado frente al método del tiempo historia, por no contar con la data sísmica apropiada para el terreno. A pesar de no contar con normativa nacional específica para el caso de edificaciones aisladas sísmicamente es posible adaptar las nociones de la norma E.030 para este caso. El uso de aisladores sísmicos de base brinda resultados muy satisfactorios para el diseño y protección de estructuras de carácter esencial ya que también protege sus contenidos.

1.3 Teorías relacionadas al tema

1.3.1 Diseño de una edificación

Según Cervera (1993) sostiene que:

Todo objeto real, a lo largo de su existencia se ve sometido a agresiones físicas, de entre las que un cierto grupo son identificables como acciones mecánicas: fuerzas externas, de masa o de inercia. Otras provocan cambios dimensionales en aquel: temperatura, tiempo, asentamientos. Las propiedades que le permiten sobrevivir con éxito frente a las mismas durante un cierto tiempo se denominan cualidades estructurales, y el conjunto de especificaciones de tales cualidades que permite definir objetos con dicha capacidad de supervivencia se denomina conjunto de requisitos estructurales.

El objeto del diseño estructural consiste, según los casos, en definir o en comprobar o modificar el diseño general del objeto o de partes de él, en ocasiones mediante el diseño de componentes específicos del mismo, a fin de que se cumplan los requisitos estructurales. Para un edificio éstos pueden resumirse en lograr un objeto que:

- (1) Sea estable en conjunto y en cada una de sus partes. (Estabilidad).
- (2) Disponga de seguridad suficiente frente a rotura. (Resistencia).
- (3) Cuyas deformaciones sean compatibles con el uso. (Rigidez).
- (4) No presente alteraciones locales que puedan variar la seguridad a corto o medio plazo.
- (5) Todo ello debe lograrse a un coste razonablemente bajo (p. 4).

En cambio, Blanco nos dice que:

El diseño así enfocado ya no resulta ser un cálculo matemático exacto sino un arte, en el cual los números sirven en forma relativa, interesando más los conceptos de comportamiento y los tipos de falla que los cálculos “exactos”.

Dada la condición del Perú de país sísmico, no será factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo. Las fuerzas de sismo no deben ser consideradas como una sollicitación cuya verificación debe hacerse

adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad (p. 2).

1.3.2 Análisis Económico de una edificación

Según Duarte, Jiménez y Ruiz (2007) afirman que:

La evaluación de proyectos tiene como finalidad, analizar la conveniencia o inconveniencia en el uso de recursos destinados a la ejecución de un proyecto, dirigido a la solución de un problema o a la satisfacción de necesidades. Los criterios que se utilicen deben garantizar, la eficiencia financiera, económica, social y ambiental (p. 333).

Ramírez (2006) indica que:

Este estudio puede dar una buena idea sobre cuál es la estructura óptima de la gerencia financiera. Adicionalmente, busca establecer información relevante acerca de aspectos como las posibles fuentes y los costos del financiamiento, tanto interno, como externo, y los criterios para el manejo de excedentes. También puede dar recomendaciones sobre el manejo de depreciaciones y establecer criterios para definir los costos de oportunidad de los recursos del inversionista, y los costos que pueden clasificarse como muertos. En general, generará información básica para la evaluación financiera (P. 22).

Para Miranda la evaluación financiera es:

Contribuir directa o indirectamente a que los recursos disponibles en la economía sean asignados en la forma más racional entre los distintos usos posibles. Quienes deben decidir entre las diversas opciones de inversión o quienes deban sugerir la movilización de recursos hacia un determinado proyecto, asumen una gran responsabilidad, pues sus recomendaciones pueden afectar en forma significativa los intereses de los inversionistas (públicos o privados), al estimular la asignación de recursos hacia unos proyectos en detrimento de otros (p. 3).

En cambio, la Unidad responsable de la Evaluación DG Política Regional Comisión Europea (2003) afirma que:

El análisis económico examina la manera de calcular los costes y beneficios sociales de un proyecto y la medida en que éstos pueden incidir en el resultado final. Asimismo, ofrece orientaciones sobre el cálculo de la tasa de rendimiento económico y ayuda a comprender el significado económico de dicha tasa de cara a la evaluación del proyecto (p. 8).

1.3.3 Aisladores sísmicos

Según CDV Ingeniería Antisísmica, los aisladores sísmicos son una herramienta de alta tecnología que protege una estructura de los efectos destructivos de un sismo. Lo hace separando la base de la edificación de la tierra. Así, los movimientos del suelo producidos por un terremoto o sismo, no afectan la estructura.

Los aisladores son dispositivos que cuentan con una gran rigidez a cargas verticales; son bastantes flexibles frente a sollicitaciones laterales.



Figura 1.3.3.1. Diferencia entre estructuras con y sin sistema de protección antisísmica.

1.3.4 Tipos de aisladores

Existen tres tipos de aisladores sísmicos:

1.3.4.1 Aisladores Elastoméricos

Los aisladores elastoméricos están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí. Gracias a su composición, se logra obtener un gran desplazamiento horizontal y una alta rigidez vertical. Estos dispositivos son fabricados a

medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida (FIP Industriales, p. 3).

Aisladores de goma natural o de bajo amortiguamiento (LRD)

Korswagen, Arias y Huaranga (2012). Tesis: *Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sísmicos en el Perú*. Son también llamados aisladores elastoméricos de caucho natural. Al principio fueron usados sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión; sin embargo, luego se notó que si se deseaba aumentar la rigidez vertical se debía reforzar intercalando láminas de acero con capas de caucho, así se obtenía una rigidez vertical que era cientos de veces la rigidez horizontal (p. 7).

Arriagada (2005), nos dice que los aisladores de bajo amortiguamiento son dispositivos que se utiliza goma natural con un punto bajo de amortiguación, poseen las mismas características mencionadas en el punto anterior con la salvedad que se utiliza una goma de baja capacidad de amortiguación, las láminas de acero impiden las expansiones laterales de la goma y proveen de alta rigidez vertical, pero no tienen efecto sobre la rigidez horizontal que es controlada por el bajo modulo al esfuerzo de corte que posee el elastómero (p. 14).

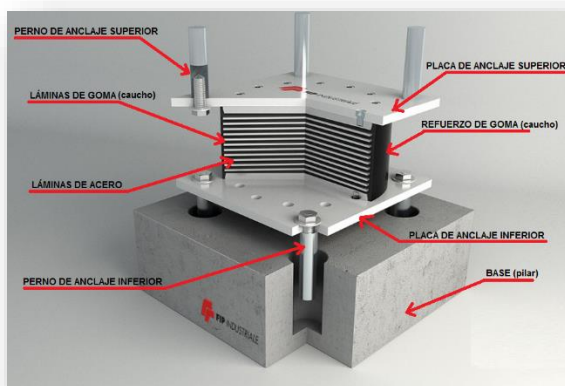


Figura 1.3.4.1.1. Esquema del aislador LRD

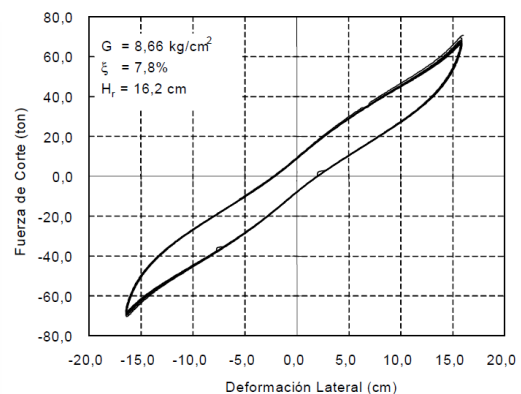


Figura 1.3.4.1.2. Fuerza de corte vs deformación lateral para un ciclo.

Aisladores con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí y poseen, a diferencia de los dispositivos SI, un núcleo de plomo que aumenta su capacidad de amortiguamiento. El amortiguamiento que se logra con la inclusión del núcleo de plomo es mayor al 20%. Estos dispositivos son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida.

Lead Rubber Bearings (LRB) son almohadas de goma, compuesto de capas alternas de láminas de acero y caucho vulcanizado en caliente. La disipación de energía proporcionado por el núcleo de plomo, a través de su rendimiento, permite lograr un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente hasta aproximadamente 30%, es decir, dos veces la de aisladores elastoméricos de alta amortiguación (serie SI).

Gracias a la alta capacidad de disipación de energía, es posible reducir el desplazamiento horizontal, en comparación con la de un sistema de aislamiento con la misma rigidez equivalente, pero la capacidad de disipación de energía más baja.

Por lo general, son de forma circular, pero también se pueden fabricar en secciones cuadradas; También se pueden fabricar con más de un núcleo de plomo (FIP Industriales, p. 3).



Figura 1.3.4.1.4. Esquema del aislador LRB

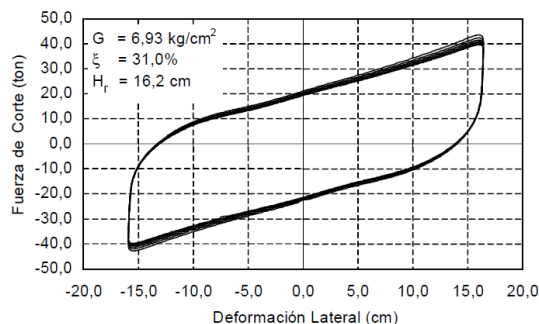


Figura 1.3.4.1.4. Fuerza de corte vs deformación lateral para un ciclo.



Factor “Z” para sismo máximo

$$Z_{(MCE)} = 0.6g \text{ : Para el aislador}$$

Factor “Z” para sismo de diseño

$$Z_{(DBE)} = 0.45g \text{ : Para la edificación}$$

Periodo efectivo inicial

$$T_m = 2,5seg$$

$$T_m = 3T_{empotrado}$$

Amortiguamiento efectivo inicial

$$\beta_m = 15\%$$

Desplazamiento máximo lateral

$$D_m = \frac{gS_{m1}T_m}{4\pi^2 B_m} \text{ Donde:}$$

$$S_{m1} = Z_{(MCE)}UCSg$$

S_{m1} : Aceleración máxima espectral para $T = 1sec$ y 5% de amortiguamiento.

B_m : Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aisladores.

Amortiguamiento efectivo (% del crítico)	Coeficiente B_M
≤ 2	0,8

5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
40	1,9
≥50	2,0

Desplazamiento máximo total

Se toma en cuenta el desplazamiento adicional debido a la excentricidad actual y excentricidad accidental.

$$D_{TM} = D_{TM} \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

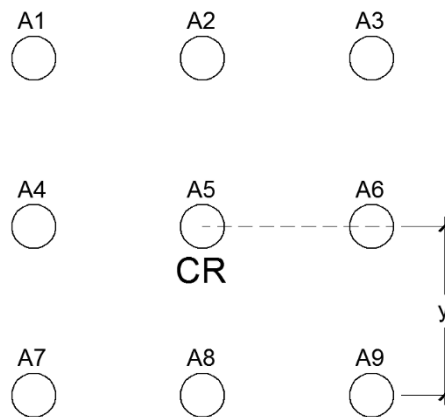


Figura 1.3.4.1.5 Distribución de aisladores LRB en planta

y: Distancia entre el centro de rigidez (CR) del sistema de aisladores y el elemento de interés (aislador más alejado) medido perpendicularmente a la dirección del sismo considerado.

b: Dimensión corta en planta de la estructura

d: Dimensión larga en planta de la estructura

e: Excentricidad actual más accidental



Carga axial última

$$P_{\text{último}} = 1.5CM + 1.2CV$$

Diámetro del aislador

$$D_A = 1.5D_{TM} \quad \text{ó}$$

$$D_A = \frac{P_{\text{último}}}{8MPa}$$

Cálculo de Q_d (peso que recibe cada aislador)

$$Q_d = (3\% \text{ al } 10\%)W_{\text{aisl.}}^{\text{trib.}}$$

$$W_{\text{aisl.}}^{\text{trib.}} = \text{Peso tributario para cada aislador}$$

Diámetro del núcleo de plomo (D_N)

$$D_N = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{1,10Q_d}{G_y}}$$

G_y :Se estima 10MPa

Altura del aislador (H_A)

$$H_A = \frac{D_{TM}}{2,5}$$

Rigidez (K_d)

$$K_d = \frac{\pi}{4} \times \frac{(D_A^2 - D_N^2)G}{H_A} \quad : \quad G = 0,4 - 0,7 \text{ MPa}$$



Rigidez efectiva (K_{ef})

$$K_{ef} = \frac{Q_d}{D_{TM}} + K_d$$

Aisladores de alto amortiguamiento (HDR)

Korswagen, Arias y Huaranga (2012). Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) están elaborados de caucho modificado con aditivos (tales como aceites, carbón en polvo, resinas, polímeros u otros elementos que le permiten alcanzar un mayor amortiguamiento por sí solos), intercalado con láminas de acero y en la parte superior e inferior se les coloca una placa de acero para confinar el núcleo.

El amortiguamiento de éste tipo de aisladores varía entre el 10 y 20% para deformaciones angulares menores a ≈ 2 . Para producir ciclos estables pasa por un proceso llamado scragging en el cual se le somete a varios ciclos de deformación y se logran ciclos estables para deformaciones menores. La relación entre la fuerza cortante y la deformación es lineal; sin embargo, forma un bucle que encierra un área menor a los LRB.

Es importante notar que al agregarle aditivos al caucho se le modifican algunas propiedades mecánicas como la elongación a la ruptura. Otra desventaja es que éste tipo de aisladores se deterioran más rápidamente.

1.3.4.2 Aisladores Deslizantes

Los deslizadores son dispositivos que permiten el desplazamiento relativo entre su parte superior e inferior mediante el deslizamiento de PTFE y acero inoxidable. Gracias a la tecnología utilizada en su fabricación, permite un porcentaje de rotación menor, absorbiendo posibles problemas en la instalación, lo que implica una mayor vida útil. Estos dispositivos se fabrican de acuerdo a los requerimientos de cada proyecto, considerando capacidad de carga, desplazamiento y fricción (FIP Industriales).



1.3.4.3 Aisladores Tipo Péndulo de Fricción

Este tipo de dispositivos son una alternativa a la aislación elastomérica. Basa su funcionamiento en el principio del péndulo, en donde el periodo de la estructura no depende de la masa. Son de menor costo, menor altura y más rápida fabricación que sus pares elastoméricos. Adicionalmente eliminan la torsión accidental de la estructura, mejorando la respuesta de la estructura frente a un sismo. El péndulo friccional opera con dos superficies concavas de acero inoxidable y un elemento lenticular, que deslizan entre sí. La curvatura de las superficies (el radio equivalente) determina la rigidez equivalente del dispositivo (FIP Industriales).

1.4 Formulación del problema

1.4.1 Problema general

¿Cuál es la diferencia técnica y económica al comparar la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y la de placas concreto armado, distrito de San Isidro, 2017?

1.4.2 Problemas específicos

¿Cuál es la diferencia al comparar el comportamiento estructural de la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas concreto armado, distrito de San Isidro, 2017?

¿Cuáles son los desplazamientos horizontales al sismo en la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017?

¿Cuál es la diferencia de costos totales entre la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos con la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017?

1.5 Justificación del estudio

Se planea hacer una comparación técnica y un análisis económico para una edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos frente a otra con placas de concreto armado, el cual nos permita reducir los costos de materiales, mano de obra, equipos, proceso constructivo, ofreciendo una mejor calidad de vida y seguridad ante un evento sísmico, ya que la estructura estará aislada del suelo mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo que según CDV Ingeniería antisísmica se pueden reducir la vibración hasta un 80%. Es necesario que se desarrollen modelos de diseño adaptados a las cada vez más exigentes necesidades de la gente, en términos de calidad, seguridad, tiempos de entrega y costos competitivos.

1.6 Hipótesis

1.6.1 Hipótesis general

Existe una diferencia técnica y económica considerable al comparar la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la de placas concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.

1.6.2 Hipótesis específicas

Existe una diferencia considerable en el comportamiento estructural en la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.

Existe una diferencia considerable en los desplazamientos horizontales que experimenta la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.

Existe una diferencia considerable en los costos totales de la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.

1.7 Objetivos

1.7.1 Objetivo general

Hacer una comparación técnica y económica entre la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.

1.7.2 Objetivos específicos

Analizar el comportamiento estructural en la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.

Analizar los desplazamientos horizontales que experimenta la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.

Determinar los costos totales de la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.

II. MÉTODO

2.1. Diseño de investigación

2.1.1 Tipo de diseño: Es de tipo experimental, experimentos puros.

Según Sampieri, R. (2006) afirma que:

“El diseño experimental es la situación de control en la cual se manipulan, de manera intencional, una o más variables independientes para analizar las consecuencias de tal manipulación sobre una o más variables dependientes” (p. 161).

“Los experimentos puros son aquellos que reúnen los dos requisitos para lograr el control y la validez interna: 1) grupos de comparación (manipulación de la variable independiente o de varias independientes) y 2) equivalencia de los grupos” (p, 187).

A continuación, se muestra el diseño de experimento puro.

Diseño con prueba únicamente y grupo de control

“Este diseño incluye dos grupos, uno recibe el tratamiento experimental y el otro no (grupo de control). Es decir, la manipulación de la variable independiente alcanza sólo dos niveles: presencia y ausencia” (Sampieri, p. 189).

Simbología

RG_1	X	O_1
RG_2	$-$	O_2

Figura 2.1.1.1 Simbología del diseño

Donde:

RG_1 = Grupo uno

RG_2 = Grupo dos

O_1 = Variable independiente (aislador)

O_2 = Variable dependiente (estructura de la edificación)

X = Tratamiento

2.2. Variables

- **Variable independiente:**

Se considera en este caso como variable independiente a los AISLADORES, ya que es la variable principal que determina como puede cambiar la variable dependiente.

- **Variable dependiente:**

Para esta variable se considera a la ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN, ya que será el resultado de manera positiva o negativa dependiente de la variable independiente.

Operacionalización de la variable

Tabla 1

Variable 1: Aisladores

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	VALORES FINALES
Aisladores	Según CDV Ingeniería Antisísmica, (2012) "los aisladores sísmicos son una herramienta de alta tecnología que protege una estructura de los efectos destructivos de un sismo".	Aislador elastomérico	Periodo efectivo	Seg.
			Desplazamiento máximo	cm
			Desplazamiento máximo lateral	cm
			Rigidez efectiva	N/m
			Diámetro del aislador	cm
			Diámetro del núcleo de plomo	cm
			Altura	cm

Tabla 2
Variable 2: Estructura de la edificación

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	VALORES FINALES
Estructura de la edificación	ARQHYS Arquitectura (2012) “Es el conjunto de elementos resistentes, convenientemente vinculados entre sí, que accionan y reaccionan bajo los efectos de las cargas. Su finalidad es resistir y transmitir las cargas del edificio a los apoyos, sin sufrir deformaciones incompatibles”.	Placas, columnas y vigas	Desplazamientos	cm
			Periodo	seg
			Rigidez	N/m
			Aceleración	cm/s ²

2.3. Matriz de consistencia

Título: Comparación Técnico Económico entre el uso de aisladores elastoméricos y placas de concreto armado para una edificación de 8 pisos.

Línea de investigación: Estructuras

Responsable: Delgado Alarcón, Ronal Alexander

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL
GENERAL	GENERAL	GENERAL	V1: Aisladores	Según CDV Ingeniería Antisísmica (2012), “los aisladores sísmicos son una herramienta de alta tecnología que protege una estructura de los efectos destructivos de un sismo”.
¿Cuál es la diferencia técnica y económica al comparar la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y la de placas concreto armado, distrito de San Isidro, 2017?	Hacer una comparación técnica y económica entre la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.	Existe una diferencia técnica y económica considerable al comparar la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la de placas concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.		
ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICAS		
¿Cuál es la diferencia al comparar el comportamiento estructural de la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas concreto armado, distrito de San Isidro, 2017?	Analizar el comportamiento estructural en la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.	Existe una diferencia considerable en el comportamiento estructural en la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.		

<p>¿Cuáles son los desplazamientos horizontales al sismo en la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017?</p> <p>¿Cuál es la diferencia de costos totales entre la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos con la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017?</p>	<p>Analizar los desplazamientos horizontales que experimenta la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.</p> <p>Determinar los costos totales de la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.</p>	<p>Existe una diferencia considerable en los desplazamientos horizontales que experimenta la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.</p> <p>Existe una diferencia considerable en los costos totales de la edificación de 8 pisos con aisladores elastoméricos y la edificación con placas de concreto armado, distrito de San Isidro, 2017.</p>	<p>V2: Estructura de la edificación</p>	<p>ARQHYS Arquitectura (2012) “Es el conjunto de elementos resistentes, convenientemente vinculados entre sí, que accionan y reaccionan bajo los efectos de las cargas. Su finalidad es resistir y transmitir las cargas del edificio a los apoyos, sin sufrir deformaciones incompatibles”.</p>
---	--	--	---	--

2.4. Método de análisis de datos

El método que se usará para el análisis de los datos será mediante el Análisis Estático y dinámico, de igual forma, se utilizarán los softwares como ETAPS V9.7, SAP 2000, hojas de cálculo, para el diseño y cálculo de las estructuras.

III. RESULTADOS

3.1 Edificación convencional de 8 pisos

La vivienda multifamiliar está ubicada en la Manzana. 13-B. - Lote 14 Calle Federico Villareal Urbanización Chacarilla Santa Cruz en el distrito de San Isidro departamento de Lima.

El análisis estructural tiene como objetivo principal mostrar el planteamiento y concepción estructural de una vivienda multifamiliar. Como parámetro muy importante, se considera la categoría de la edificación, la cual cae en la clasificación de Edificaciones Comunes, son edificaciones cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia.

Todas las partes que integran el diseño en concreto armado y acero estructural se hicieron cumpliendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones y normas internacionales ACI.

En primer lugar, se muestra cómo se determina la estructuración de la edificación buscando obtener una estructura adecuada y económica, de manera que todos los modelos utilizados para los análisis de carga de gravedad y sísmicas representen mejor el comportamiento real de la estructura. Luego se realizó el pre dimensionamiento de los elementos estructurales.

3.1.1 Normas empleadas

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación.

-Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú) – Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.):

-NTE E.020 “CARGAS”

-NTE E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”

-NTE E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”

-NTE E.060 “CONCRETO ARMADO”

- A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute) - Building Code Requirements for Structural Concrete

- UBC 1997 Uniform Building Code

*Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de la última edición.

3.1.2 Especificaciones – materiales empleados

Concreto armado

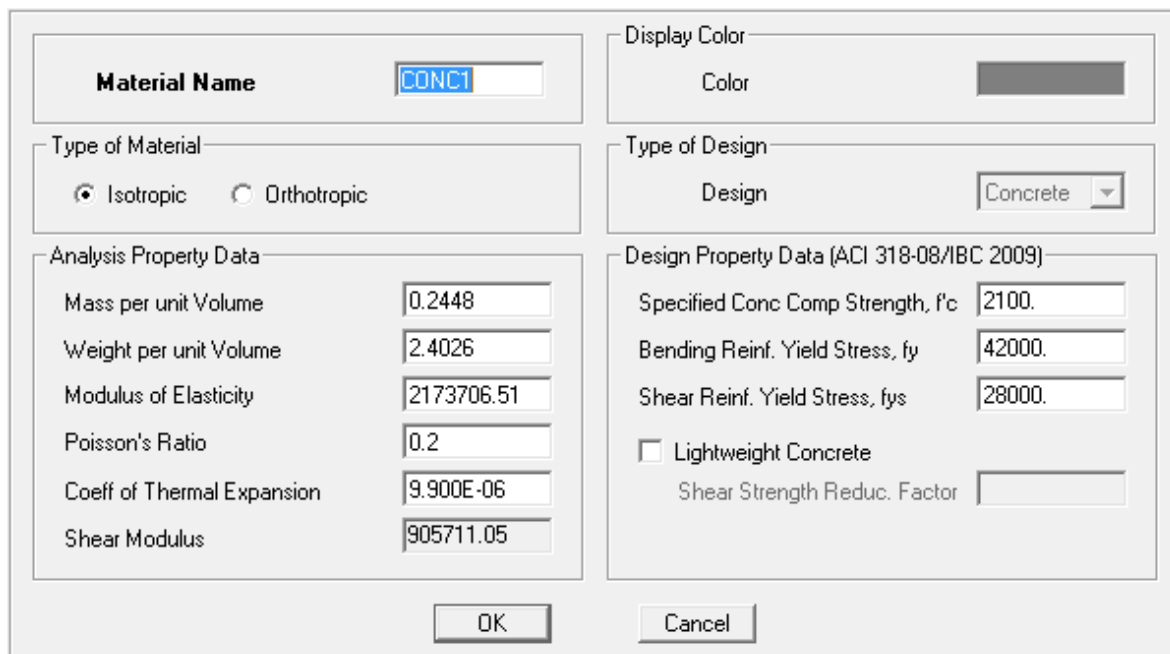
-Resistencia para concreto armado (f'c): 210 Kg/cm² , con aire incorporado (Losas, vigas, columnas, escaleras, zapatas, placas)

-Resistencia para concreto simple (f'c): 100 Kg/cm²

-Módulo de Elasticidad (E) : 2'170,000 Ton/m² (f'c = 210 Kg/cm²)

-Módulo de Poisson (u): 0.20

-Peso Específico (γc): 2300 Kg/m³ (concreto simple); 2400 Kg/m³ (concreto armado)



Property	Value
Material Name	CONCT
Type of Material	Isotropic
Mass per unit Volume	0.2448
Weight per unit Volume	2.4026
Modulus of Elasticity	2173706.51
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	905711.05
Specified Conc Comp Strength, f'c	2100
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	28000
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduc. Factor	

Figura 3.1.2.1. Característica del Material Concreto f'c=210 kgf/cm²

Acero corrugado (ASTM A605)

-Resistencia a la fluencia (f_y) : 4,200 Kg/cm² (G^o 60)“E” :2’100,000 Kg/cm²

Recubrimientos mínimos de refuerzo (R):

-Vigas y columnas de confinamiento	: 2.50 cm
-Vigas y columnas estructurales ancho > 25cm.	: 4.00 cm
- Vigas y columnas estructurales ancho < 25cm.	: 2.50 cm
-Vigas de cimentación	: 4.00cm
-Zapatas	: 7.00cm

3.1.3 Características del terreno y consideraciones de cimentación

<u>RESUMEN DE LA CONDICION DE CIMENTACION</u>	
DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO EN LA ZONA SE RECOLECTO LOS SIGUIENTES DATOS	
1) Tipo de Cimentación	Zapatas aisladas,cimientos y sobrecimientos armados en muros y tabiques.
2) Estrato de Apoyo de Cimentación	Roca o Suelo muy Rígido (S1)
3) Profundidad de la Napa Freática	No se encontró
4) Profundidad Mínima de Cimentación	-1.20m. apartir del N.T.N
5) Presión admisible del Terreno	4.28 kg/cm ²
6) Ataque Quimico de Sulfatos, Cloruros y/o Sales Solubles	No se encontró
7) Tipo de cemento para concreto en contacto con el suelo.	Portland Tipo I

3.1.4 Estados de carga

La Norma Técnica E.020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está diseñada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo.

Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales equipo, muebles y otros elementos móviles. Finalmente, las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

3.1.5 Diseño en Concreto Armado

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas establecidas en la Norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

1.4 M + 1.7 V	M = carga muerta
1.25 (M + V) + S	V = carga viva
1.25 (M + V) - S	S = carga de sismo
0.90 M + S	
0.90 M - S.	

Además, el Reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Solicitud principal	Factor ϕ de Reducción
- Flexión	0.90
- Tracción y Tracción + Flexión	0.90
- Cortante	0.85
- Torsión	0.85
- Cortante y Torsión	0.85
- Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con Etribos	0.70

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida (U)

Resistencia de Diseño = ϕ Resistencia Nominal

3.1.6 Estructuración

La configuración estructural de la edificación está dispuesta a la solicitud de los efectos sísmicos de acuerdo a su ubicación geográfica; a continuación, se analizará la edificación con su propio sistema estructural.

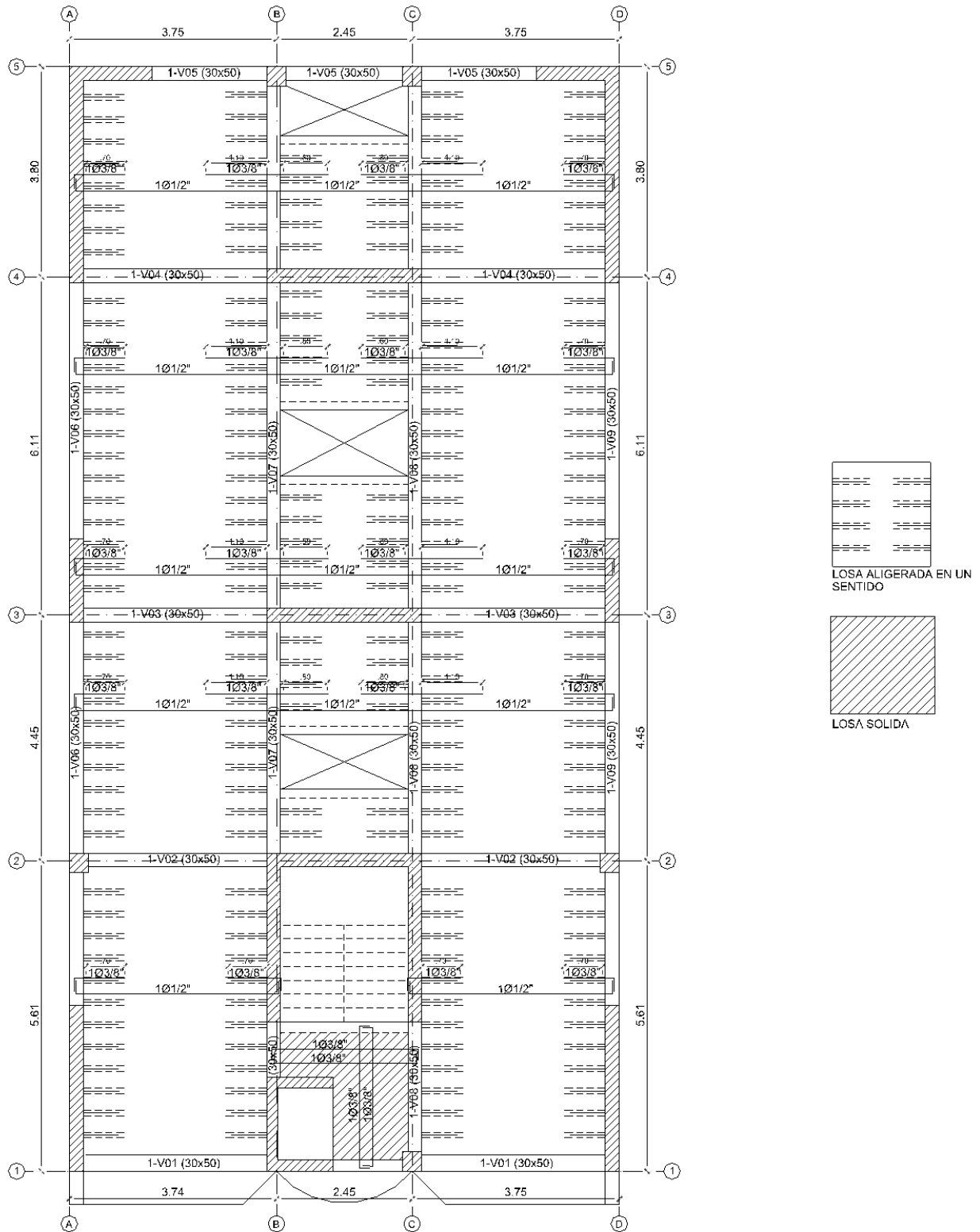
3.1.6.1 Estructuración de la edificación

La edificación está constituida por muros estructurales de concreto armado con un espesor de 25cms con núcleos en sus extremos lo suficientemente robustas para el anclaje de las vigas.

Las vigas principales de sus encofrados son de una sección de 30cm. x 50cm. en el sentido X-X y en el sentido del eje Y-Y; así como las vigas secundarias son de una sección de 15cm. x 20cm. en el sentido X-X y una sección de 20cm. x 20 cm. en el sentido del eje Y-Y.

Como losas se ha usado losas aligeradas de peralte de 20cm. Estas losas son unidireccionales, por otro lado, se usa una losa solida con un peralte de 18 cm. de espesor en la zona de la llegada de las escaleras, así como la zona del descanso de estas mismas.

La cimentación está conformada por zapatas aisladas con un peralte de 70cm, cimientos y sobre cimientos.



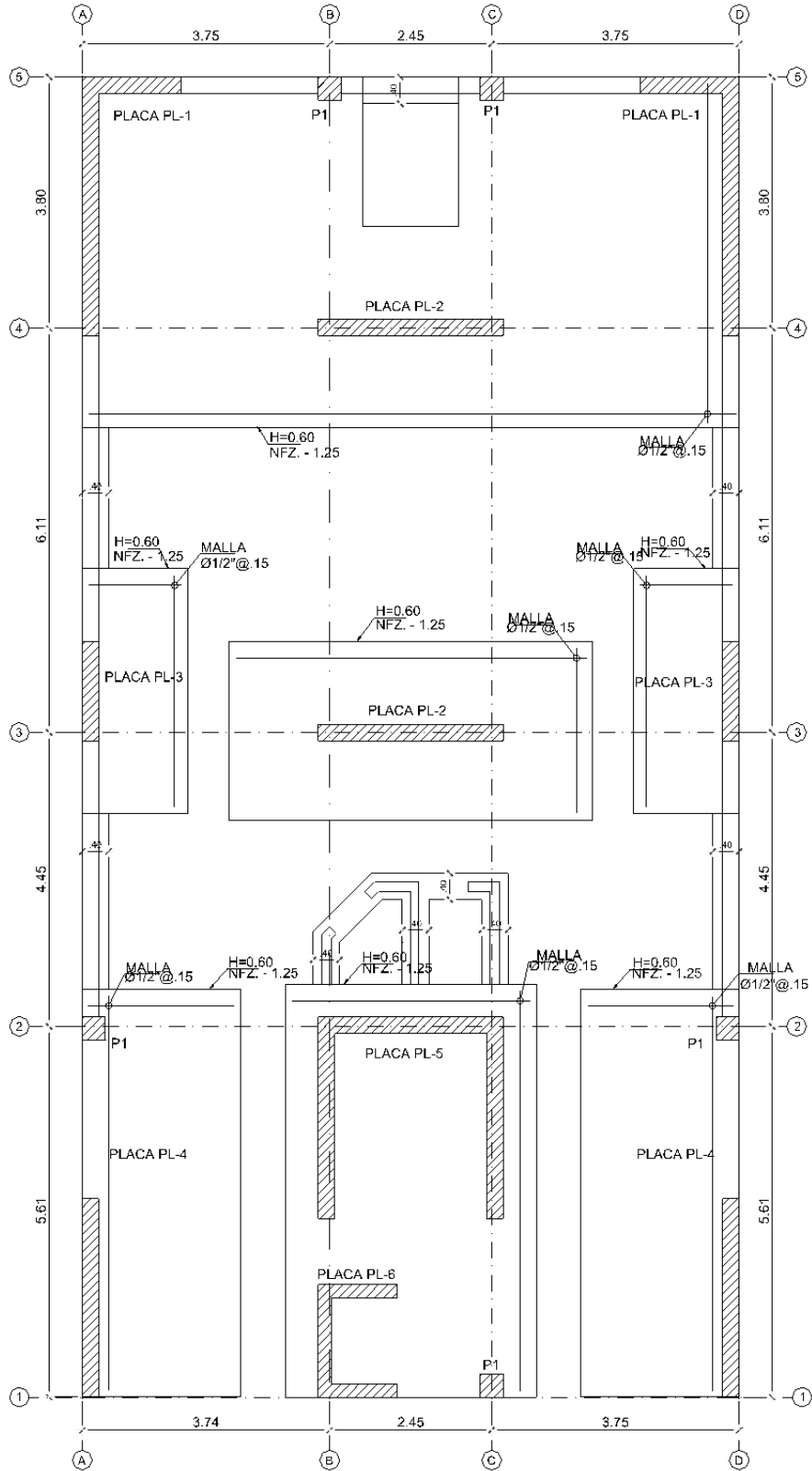


Figura 3.1.6.1.2. Planta de cimentación

3.1.7 Predimensionamiento

El pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-060 de Concreto Armado y entre los Requisitos Arquitectónicos y de Ocupación. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

3.1.7.1 Predimensionamiento vigas peraltadas

Para pre dimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo, doceavo o catorceavo de la mayor luz libre entre apoyos. Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25 cm. Se recomienda no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga. Resumiendo:

$$h \geq l_n/10$$

$$h \geq l_n/12$$

h : Peralte de viga(m.)

Ln: Mayor luz libre entre apoyos(m).

Cálculos del Predimensionamiento de las vigas peraltadas

Descripción			h(m)			b(m)
C.A. f _c =210kg/cm ²	Nombre de viga	Luz Mayor Libre(m)	L/12	L/10	Elegido	<0.45xh
BLOCK 01	1-V1(30x50)	4.18	0.35	0.42	0.50	0.30

3.1.7.2 Predimensionamiento de columnas

Para estructuras con una densidad de placas adecuada, las columnas se dimensionan estimando la carga axial que van a soportar, para columnas rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos en la dirección de

menor espesor, por lo que se recomienda utilizar columnas con espesores mínimos de 25 cm.

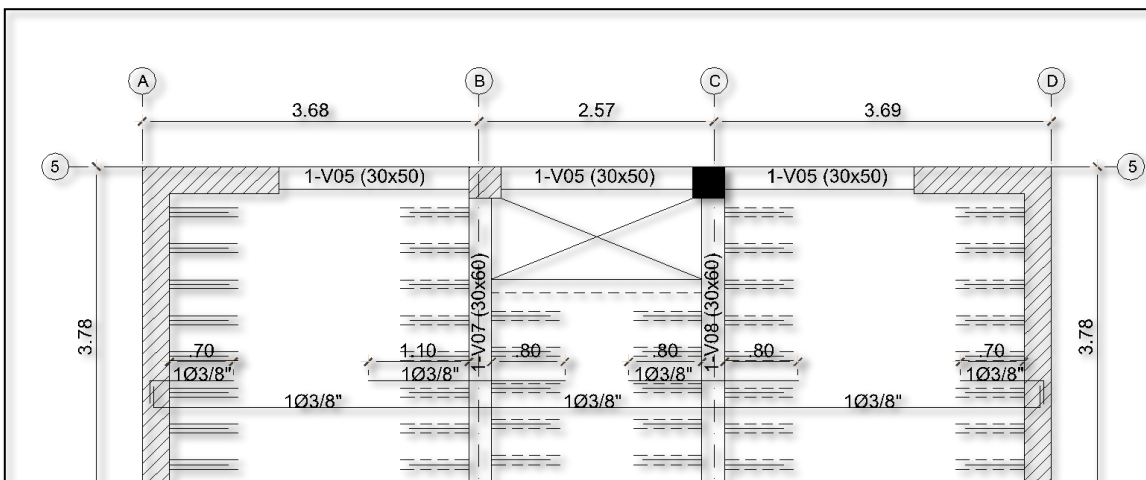
Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna interior} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Para el mismo tipo de edificios, el predimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores y esquineras se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de la columna exterior} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'c}$$

Teniendo en cuenta estos criterios se procede a determinar las dimensiones de la única columna en la edificación:



Primero determinamos la carga de servicio que afecta a la columna en cuestión, y para esto necesitamos conocer el área tributaria, así como la densidad superficial de peso de edificación estimada producto de la experiencia y la cantidad de pisos que sostendrá esta columna.

Propiedades del material

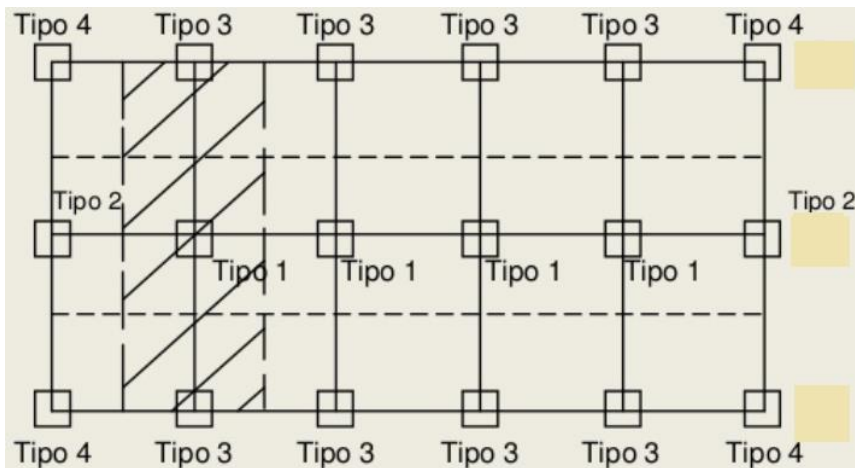
γ_c	= 2400.00 kg/m ³	Peso específico del C.A.
f'_c	= 210.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del Conc.
f_y	= 4200.00 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero

Categoría de la edificación

U	= Categoría "C"	Uso de la Edificación
P	= 1100.00 kg/m ²	Peso a Servicio

Para nuestro caso predimensionaremos la columna Tipo 2 o 3: Columnas Excéntricas; únicas columnas.

- Tipo 1: Columnas Centradas
- Tipo 2 y 3: Columnas Excéntricas
- Tipo 4: Columnas Esquinadas



$P (P_D+P_L)$	= 1100.00 kg/m ²	Peso por nivel maximizada
N	= 8.00	Numero de niveles
A_t	= 6.00 m ²	Area tributaria
f'_c	= 210.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión
Ubicac.	= Columnas Excentricas	

A	= 718.37 cm ²	Area de columna
L	= 26.80 cm	Dimension Columna Cuadrada

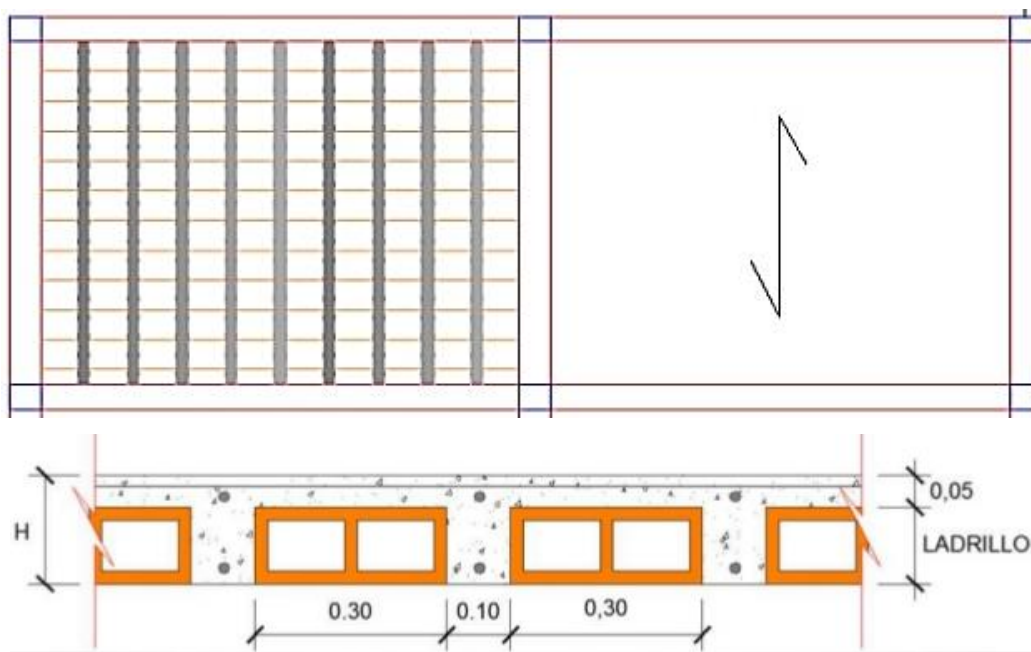
L1	= 30.00 cm	Lado 1 de columna
L2	= 30.00 cm	Lado 2 de columna

3.1.7.3 Predimensionamiento de losas

3.1.7.3.1 Predimensionamiento de losa aligerada

Para su predimensionamiento nos apoyamos en las recomendaciones de la norma E.060 Concreto Armado, considerando la losa aligerada como el conjunto de viguetas nervadas en un sentido, por el peralte o espesor de losa aligerada se podrá dimensionar de la manera siguiente:

La siguiente figura muestra la dirección de las viguetas, la cual esta dada por la Longitud mas corta.



H	=	L/25	Uso de la Edificación
L	=	3.32 m	Longitud del lado menor del paño
H _c	=	0.133 m	Peralte de Aligerado calculado
H _{asumido}	=	0.15 m	Peralte de Aligerado Asumido

Según norma E.060 (Para no verificar deflexiones)

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

L = 3.32 m Longitud del lado menor del paño

C.apoyo = Con un extremo continuo

H_{calculado} = 0.179 m Peralte de Aligerado Calculado

H_{asumido} = **0.20 m** Peralte de Aligerado Asumido

3.1.7.4 Predimensionamiento de cimentación

Consiste en proporcionar dimensiones a la cimentación para que los esfuerzos transmitidos al suelo bajo cargas de servicio sean iguales o menores al admisible por el terreno, y para que, desde el punto de vista del concreto armado, la resistencia de los elementos a flexión, corte y punzonamiento) sea mayor a las sollicitaciones ultimas.

Para calcular los esfuerzos en el suelo σ es posible asumir una distribución lineal de presiones o una distribución uniforme.

Para trabajar con una distribución lineal de presiones en el suelo se puede hallar el valor de σ a una distancia y del centro de la zapata para la carga axial P, momento M, área de zapata A, e inercia I de la misma mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M1}{Iy}y \pm \frac{M2}{Ix}x$$

En el caso de asumir una distribución uniforme se trabaja siguiendo la ecuación de Meyerhoff que considera las dimensiones de la zapata B y L y la excentricidad e generada por el momento y la carga axial como se muestra:

$$\sigma = \frac{P}{2L\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

para el dimensionamiento de zapatas aisladas se trabaja con las cargas de gravedad y de sismo, ambas en servicio, que provienen del elemento vertical (columna o placa); además se utiliza, en este caso, la fórmula de Meyerhoff para hallar el valor de la presión actuante en el suelo.

Diseño por corte:

Para la presión amplificada ejercida por el suelo en la cimentación (restado el peso de la zapata) se debe definir el peralte de la zapata de modo que el concreto resista por sí solo los esfuerzos de corte y punzonamiento.

Se asume que el concreto resiste a fuerza cortante $V_u < \Phi V_c$ producida a una distancia d de ambas caras de la columna teniendo en cuenta la ecuación que representa dicha resistencia:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b x d$$

El valor del peralte efectivo d en el caso de zapatas se toma como $h = 7.00 \text{ cm}$.

Longitudes de anclaje

La norma E0.60 Concreto Armado especifica longitudes mínimas de anclaje tanto en compresión como en tracción.

Desarrollo de las barras corrugadas sujetas a compresión:

Se verificará que las longitudes de desarrollo L_d , sean mayores a:

$$l_d = \frac{0.08 x d b x f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = 0.004 x d b x f_y$$

Para nuestro caso dependiendo de la cuantía y diámetro de refuerzo que proviene de las columnas evaluaremos la longitud de desarrollo por compresión, en nuestro

caso los diámetros de varilla que provienen de la columna son de 5/8" por tanto la longitud mínima de anclaje por compresión será de:

$$l_d = \frac{0.08 \times 2.54 \times 5/8 \times 4200}{\sqrt{210}}$$

$$l_d = 36.78 \text{ cm}$$

El peralte efectivo tendría que ser de 40 cm y como peralte total aumentamos el recubrimiento que este caso debe ser mínimo 7cm, para nuestro proyecto consideraremos 10cm de recubrimiento.

Por tanto, el peralte final sería 40+10=50cm.

Peralte final para zapata aislada (H)= 50cm

3.1.8 Metrado de cargas

En este capítulo, se mostrará el cálculo de las cargas de gravedad que se aplican a la estructura. Las cargas de gravedad son la Carga Muerta y la Carga Viva.

Como regla general, al metrar cargas se debe pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas que la soportan, luego estas vigas al apoyarse sobre las columnas, le transfieren su carga, posteriormente las columnas transfieren las cargas hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas, finalmente las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

El metrado se hará mediante el método de área tributaria o zonas de influencia separando la carga muerta de la carga viva. Los valores de cargas y pesos unitarios a usar son los siguientes y han sido tomados de la NTE E.020 de Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.



Pesos Unitarios		
Losa aligerada h=0.20	300.00	kg/m ²
Losa solida h=0.20	480.00	kg/m ²
Acabados	150.00	kg/m ²
Tabiqueria	150.00	kg/m ²

Sobrecargas		
Cuartos	200.00	kgf./m ²
Baños	200.00	kgf./m ²
Corredores y escaleras	200.00	kgf./m ²

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS No linear v.9.7.2 elaborado por Computers and Estructures Inc. Y permite colocar las cargas de gravedad y definir la carga sísmica. Adicionalmente al colocar las dimensiones de los elementos y definir la densidad del concreto como parámetro nos permite modelar de una manera muy cercana a la realidad estos elementos.

Como ejemplo se muestran a continuación la forma como se colocaron las cargas muertas y vivas en las losas con el programa ETABS 9.7.2. Este programa reparte las cargas colocadas sobre los elementos estructurales horizontales en los diferentes pabellones.

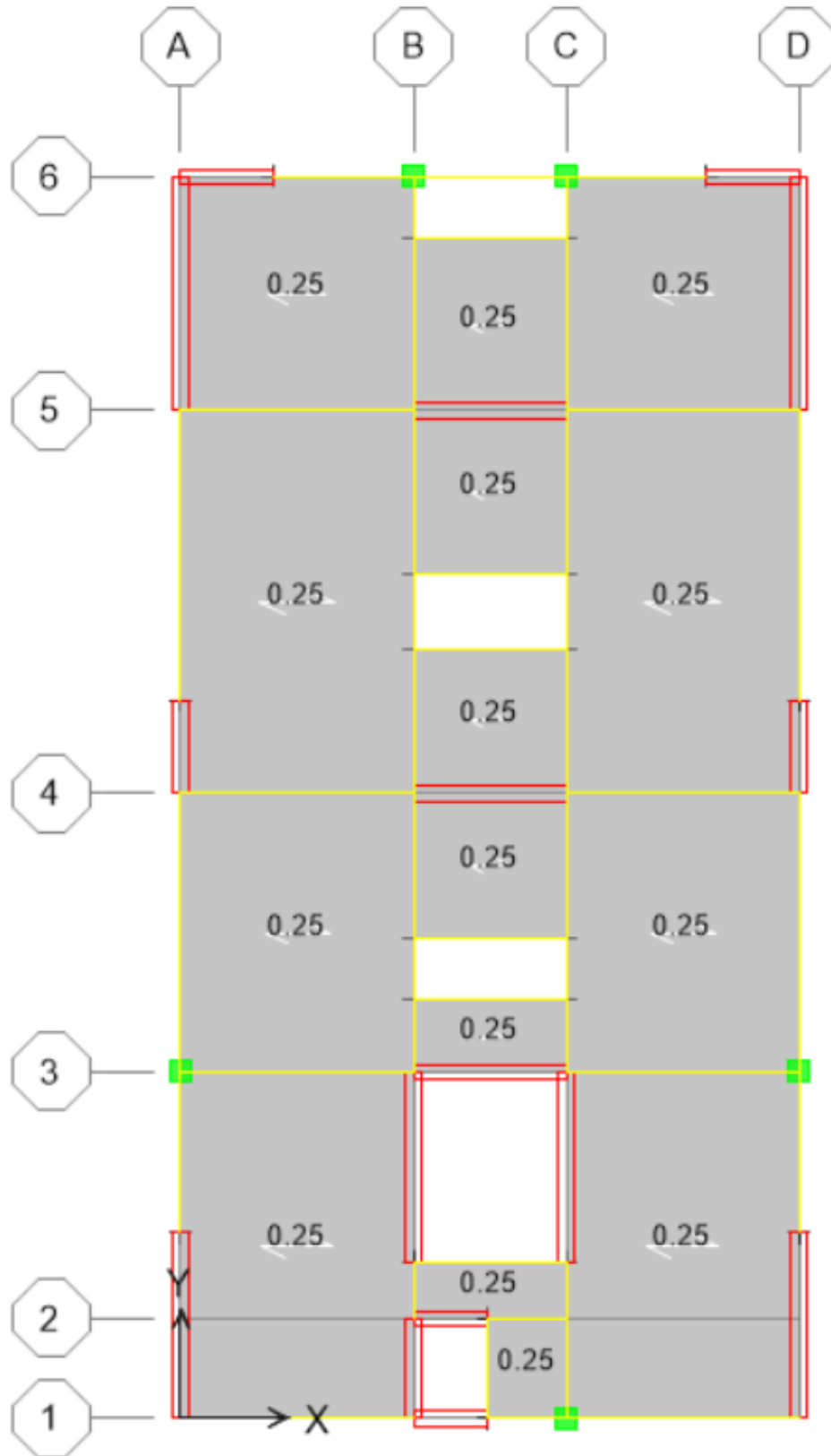


Figura 3.1.8.1. Carga Muerta (DEAD) de 250 kgf/m²

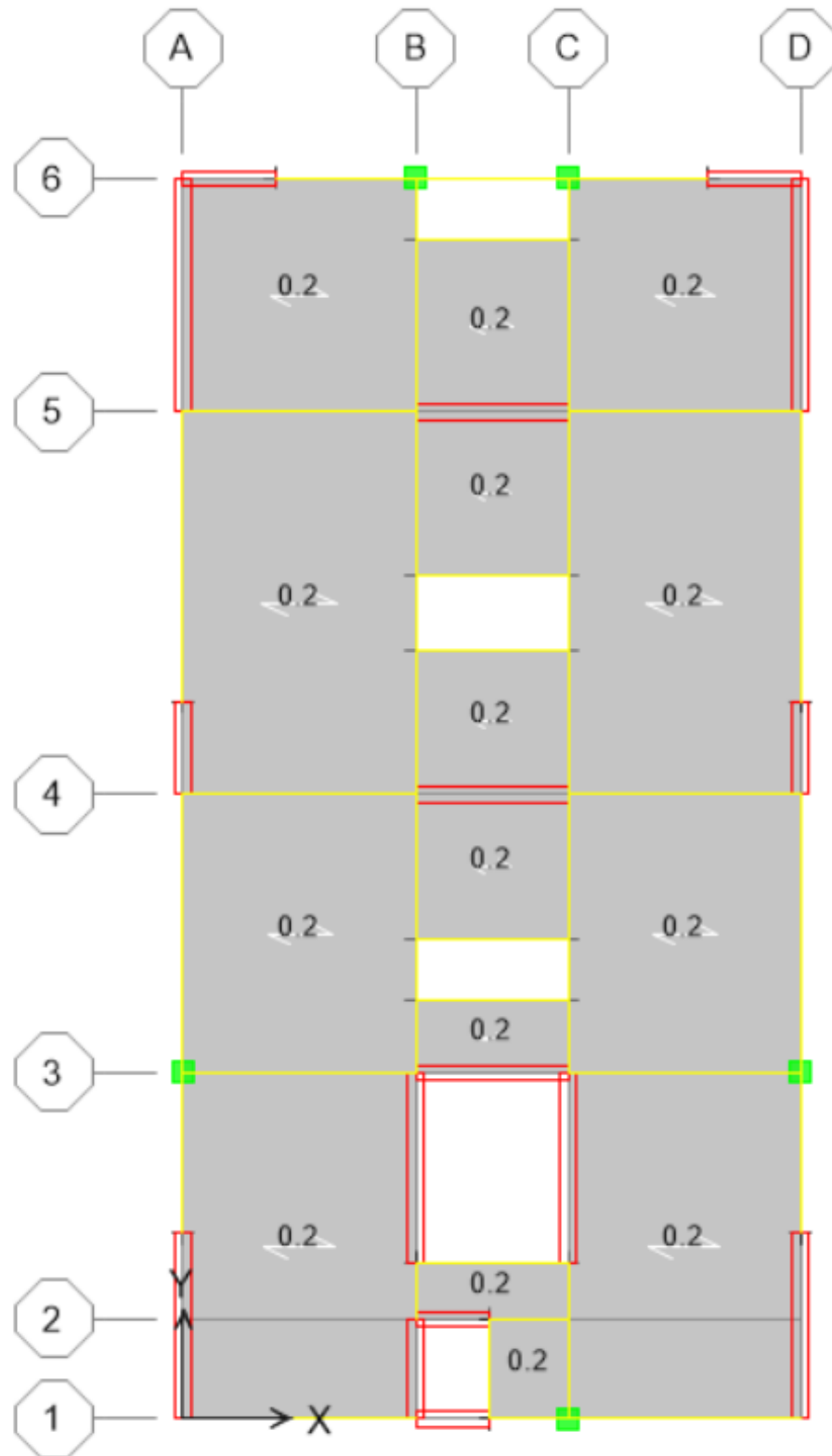


Figura 3.1.8.2. Carga Viva (LIVE) de 200 kgf/m²

3.1.9 Análisis sísmico

3.1.9.1 Modelo estructural

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS v.9.7.2 elaborado por Computers and Structures Inc. La carga sísmica total se ha calculado tomando el 100% de la Carga Muerta y el 25% de la carga viva (para viviendas), tal como lo señala la norma NTE-030 de diseño Sismo resistente.

Se empleó un modelo espacial con diafragmas rígidos en cada sistema de piso. Como coordenadas dinámicas se consideraron 3 traslaciones y 3 giros. De estos 48 grados de libertad, los desplazamientos horizontales y el giro en la vertical se establecieron dependientes del diafragma. Se consideraron la deformación por fuerza axial, cortante, flexión y torsión.

La Norma NTE-030 señala que al realizar el análisis sísmico empleando el método de superposición espectral se debe considerar como criterio de superposición el ponderado entre la suma de absolutos y la media cuadrática según se indica en la siguiente ecuación:

$$r = 0.25 \sum |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum r_i^2}$$

Alternativamente se puede utilizar como criterio de superposición la combinación cuadrática completa (CQC). En el presente análisis se utilizó este último criterio.

3.1.10 Normas y parámetros para el análisis sísmico

El análisis sísmico se efectuó siguiendo las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE.030 del 2016.

La respuesta sísmica se determinó empleando el método de superposición espectral considerando como criterio la “Combinación Cuadrática Completa”, (CQC) de los efectos individuales de todos los modos.

Parámetros sísmicos para las edificaciones convencionales y aisladas

Tal como lo indica la Norma E.030, y de acuerdo a la ubicación de la estructura y las consideraciones de suelo proporcionadas, los parámetros para definir el espectro de diseño fueron obtenidos de estudios de suelos realizados en la zona de estudio y éstos son:

Zonificación: La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información geotécnica.

El territorio nacional se encuentra dividido en tres zonas, a cada zona se le asigna un factor Z. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

La zona donde está ubicada la edificación según la zonificación de la norma E-030 es la zona 4 y su factor de zona es 0.45.

Estudios de Sitio: Son estudios similares a los de micro zonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

Condiciones Geotectónicas: Para los efectos de esta norma los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Para efectos de la aplicación de la Norma E-030 de diseño sismo resistente se considera que el perfil de suelo es del tipo roca o suelos muy rígidos (S1), el parámetro T_p asociado con este tipo de suelo es de 0.40 seg., y el factor de amplificación del suelo asociado se considera $S=1.00$

Factor de amplificación sísmica: De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5x(Tp/T); \quad C < 2.5$$

Categoría de las edificaciones: Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, debido a que la edificación es una vivienda multifamiliar, se está considerando para el presente análisis $U=1.0$.

Sistemas estructurales: Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. Según la clasificación que se haga de una edificación se usara un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).

PARAMETROS DE SISMICIDAD N.T.E. E-030

Z =FACTOR DE ZONA: ZONA 4 ==> Z=0.45

U =COEF. DE USO E IMPORTANCIA (CATEGORIA "C": EDIFICACIONES COMUNES) ==> U=1.00

Tp, S =PARAMETROS DE SUELO (SUELOS RÍGIDOS)==> Tp=0.40, TL=2.00, S=2.5

C = 2.00

R =COEFICIENTE DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA

Rx = 6.00

SISTEMA ESTRUCTURAL: PREDOMINIO DE MUROS ESTRUCTURALES

Ry = 6.00

SISTEMA ESTRUCTURAL: PREDOMINIO DE MUROS ESTRUCTURALES

JUNTA DE SEPARACION SISMICA

USAR JUNTA DE SEPARACION SISMICA CON SECTORES ADYACENTES DE 15.00 cm.

3.1.11 Espectros de pseudoaceleraciones de diseño

Espectro de pseudo desplazamiento tanto en eje X-X como eje Y-Y R=1

Zona 4
U= 1.00
S1
R= 1.00

Z= 0.45

Tp= 0.40

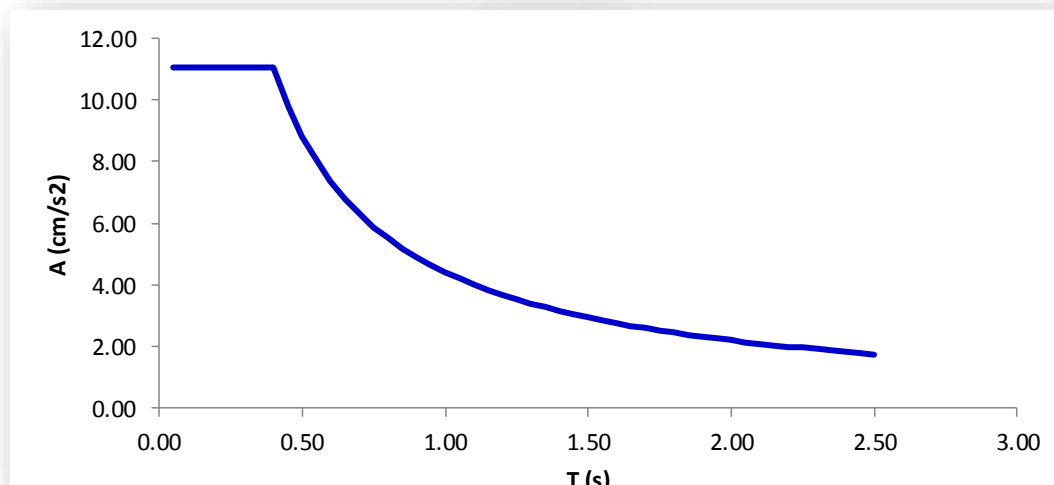
TL= 2.50

S= 1.00

T	C	C/R	Sa
0.05	2.50	2.50	11.0363
0.10	2.50	2.50	11.0363
0.15	2.50	2.50	11.0363
0.20	2.50	2.50	11.0363
0.25	2.50	2.50	11.0363
0.30	2.50	2.50	11.0363
0.35	2.50	2.50	11.0363
0.40	2.50	2.50	11.0363
0.45	2.22	2.22	9.8100
0.50	2.00	2.00	8.8290
0.55	1.82	1.82	8.0264
0.60	1.67	1.67	7.3575
0.65	1.54	1.54	6.7915
0.70	1.43	1.43	6.3064
0.75	1.33	1.33	5.8860
0.80	1.25	1.25	5.5181
0.85	1.18	1.18	5.1935
0.90	1.11	1.11	4.9050
0.95	1.05	1.05	4.6468
1.00	1.00	1.00	4.4145
1.05	0.95	0.95	4.2043
1.10	0.91	0.91	4.0132
1.15	0.87	0.87	3.8387
1.20	0.83	0.83	3.6788
1.25	0.80	0.80	3.5316

T	C	C/R	Sa
1.30	0.77	0.77	3.3958
1.35	0.74	0.74	3.2700
1.40	0.71	0.71	3.1532
1.45	0.69	0.69	3.0445
1.50	0.67	0.67	2.9430
1.55	0.65	0.65	2.8481
1.60	0.63	0.63	2.7591
1.65	0.61	0.61	2.6755
1.70	0.59	0.59	2.5968
1.75	0.57	0.57	2.5226
1.80	0.56	0.56	2.4525
1.85	0.54	0.54	2.3862
1.90	0.53	0.53	2.3234
1.95	0.51	0.51	2.2638
2.00	0.50	0.50	2.2073
2.05	0.49	0.49	2.1534
2.10	0.48	0.48	2.1021
2.15	0.47	0.47	2.0533
2.20	0.45	0.45	2.0066
2.25	0.44	0.44	1.9620
2.30	0.43	0.43	1.9193
2.35	0.43	0.43	1.8785
2.40	0.42	0.42	1.8394
2.45	0.41	0.41	1.8018
2.50	0.40	0.40	1.7658

ESPECTRO



Espectro de pseudo aceleraciones tanto en eje X-X como eje Y-Y R=6

Zona 4

Z= 0.45

U= 1.00

S1

Tp= 0.40

TL= 2.50

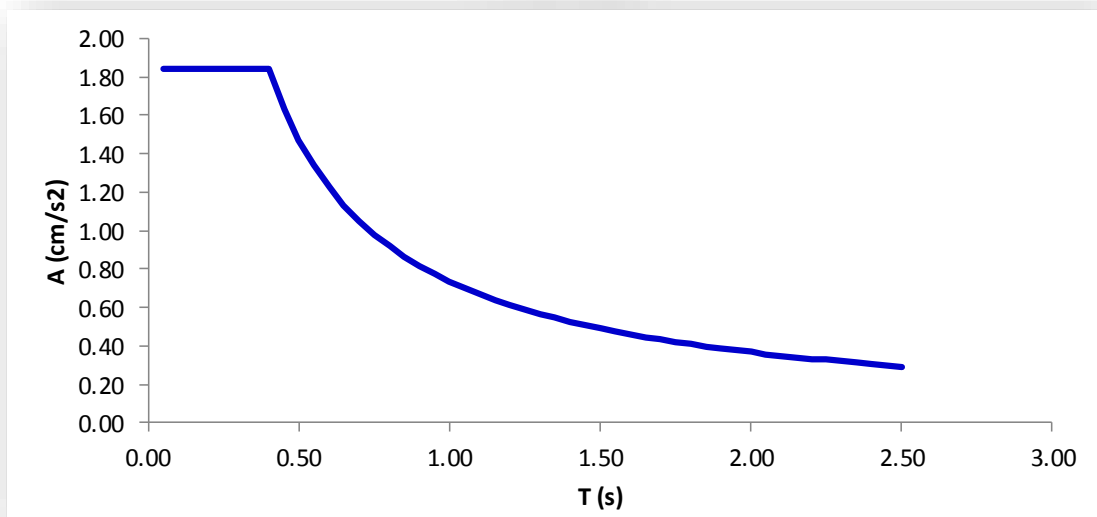
S= 1.00

R= 6.00

T	C	C/R	Sa
0.05	2.50	0.42	1.8394
0.10	2.50	0.42	1.8394
0.15	2.50	0.42	1.8394
0.20	2.50	0.42	1.8394
0.25	2.50	0.42	1.8394
0.30	2.50	0.42	1.8394
0.35	2.50	0.42	1.8394
0.40	2.50	0.42	1.8394
0.45	2.22	0.37	1.6350
0.50	2.00	0.33	1.4715
0.55	1.82	0.30	1.3377
0.60	1.67	0.28	1.2263
0.65	1.54	0.26	1.1319
0.70	1.43	0.24	1.0511
0.75	1.33	0.22	0.9810
0.80	1.25	0.21	0.9197
0.85	1.18	0.20	0.8656
0.90	1.11	0.19	0.8175
0.95	1.05	0.18	0.7745
1.00	1.00	0.17	0.7358
1.05	0.95	0.16	0.7007
1.10	0.91	0.15	0.6689
1.15	0.87	0.14	0.6398
1.20	0.83	0.14	0.6131
1.25	0.80	0.13	0.5886

T	C	C/R	Sa
1.30	0.77	0.13	0.5660
1.35	0.74	0.12	0.5450
1.40	0.71	0.12	0.5255
1.45	0.69	0.11	0.5074
1.50	0.67	0.11	0.4905
1.55	0.65	0.11	0.4747
1.60	0.63	0.10	0.4598
1.65	0.61	0.10	0.4459
1.70	0.59	0.10	0.4328
1.75	0.57	0.10	0.4204
1.80	0.56	0.09	0.4088
1.85	0.54	0.09	0.3977
1.90	0.53	0.09	0.3872
1.95	0.51	0.09	0.3773
2.00	0.50	0.08	0.3679
2.05	0.49	0.08	0.3589
2.10	0.48	0.08	0.3504
2.15	0.47	0.08	0.3422
2.20	0.45	0.08	0.3344
2.25	0.44	0.07	0.3270
2.30	0.43	0.07	0.3199
2.35	0.43	0.07	0.3131
2.40	0.42	0.07	0.3066
2.45	0.41	0.07	0.3003
2.50	0.40	0.07	0.2943

ESPECTRO



3.1.12 Modelo de análisis y resultados de desplazamientos

Para el análisis sísmico y de gravedad, los módulos se modelaron con elementos con deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Para cada nudo se consideraron 6 grados de libertad estáticos y para el conjunto tres grados de libertad dinámicos correspondientes a dos traslaciones horizontales y a una rotación plana asumida como un diafragma rígido en cada nivel.

El cálculo de los desplazamientos elásticos se realizó considerando todos los modos de vibración y 5 % de amortiguamiento en la Combinación Cuadrática Completa. Los desplazamientos inelásticos se estimaron multiplicando los desplazamientos de la respuesta elástica por el factor de reducción correspondiente, de acuerdo al esquema estructural adoptado en cada dirección.

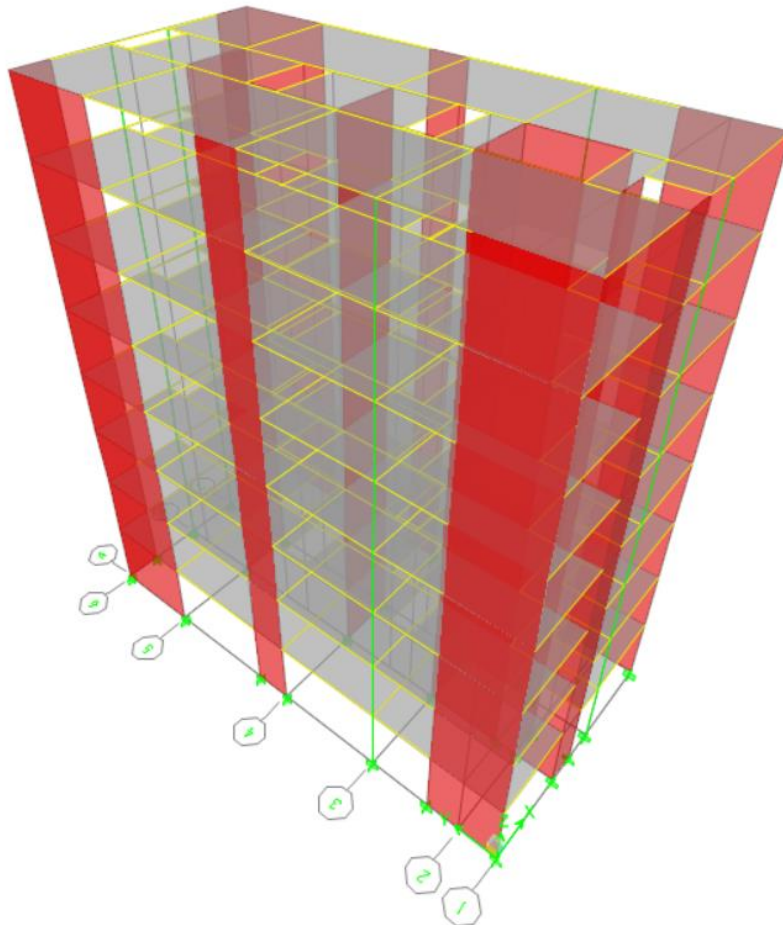


Figura 3.1.12.1. Modelo Edificación de 8 pisos.

A continuación, se muestra un cuadro de resumen de las distorsiones de entrepiso para cada nivel, observándose el cumplimiento de las derivas límites que para elemento de concreto armado es de 0.007

Maximos Desplazamientos Eje X-X					MUROS DE CONCRETO ARMADO				
Nivel	hi	Rd	0.75*Rd	Desp. Total	Rd*Desp. Total	Parcial	Delta/hi	Limite	Obs.
	(cm)			(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/m)	
1	280	1	0.75000	0.00550	0.004125	0.41250	0.00147	0.00700	OK
2	280	1	0.75000	0.01700	0.012750	0.86250	0.00308	0.00700	OK
3	280	1	0.75000	0.03220	0.024150	1.14000	0.00407	0.00700	OK
4	280	1	0.75000	0.04950	0.037125	1.29750	0.00463	0.00700	OK
5	280	1	0.75000	0.06750	0.050625	1.35000	0.00482	0.00700	OK
6	280	1	0.75000	0.08540	0.064050	1.34250	0.00479	0.00700	OK
7	280	1	0.75000	0.10270	0.077025	1.29750	0.00463	0.00700	OK
8	280	1	0.75000	0.11820	0.088650	1.16250	0.00415	0.00700	OK
MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS (Dx, Drx, DELTA x) cms.					2.415000	1.14000	0.00407	0.00700	OK

Maximos Desplazamientos Eje Y-Y					MUROS DE CONCRETO ARMADO				
Nivel	hi	Rd	0.75*Rd	Desp. Total	Rd*Desp. Total	Parcial	Delta/hi	Limite	Obs.
	(cm)			(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/m)	
1	280	1	0.75000	0.00250	0.001875	0.18750	0.00067	0.00700	OK
2	280	1	0.75000	0.00730	0.005475	0.36000	0.00129	0.00700	OK
3	280	1	0.75000	0.01360	0.010200	0.47250	0.00169	0.00700	OK
4	280	1	0.75000	0.02070	0.015525	0.53250	0.00190	0.00700	OK
5	280	1	0.75000	0.02820	0.021150	0.56250	0.00201	0.00700	OK
6	280	1	0.75000	0.03570	0.026775	0.56250	0.00201	0.00700	OK
7	280	1	0.75000	0.04300	0.032250	0.54750	0.00196	0.00700	OK
8	280	1	0.75000	0.04990	0.037425	0.51750	0.00185	0.00700	OK
MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS (Dy, Dry, DELTA y) cms.					1.02	0.47250	0.00169	0.00700	OK

Para ambas direcciones del edificio la máxima distorsión de entrepiso es menor a la establecida por la Norma Peruana.

3.1.13 Análisis estático

ANALISIS ESTATICO						
NIVEL	HI	PI	HIPI	HIPI/SUMPI	Vix	Viy
8.00	2.60	195.23	507.60	0.11	29.28	29.28
7.00	2.60	225.05	585.14	0.13	33.76	33.76
6.00	2.60	225.05	585.14	0.13	33.76	33.76
5.00	2.60	225.05	585.14	0.13	33.76	33.76
4.00	2.60	225.05	585.14	0.13	33.76	33.76
3.00	2.60	225.05	585.13	0.13	33.76	33.76
2.00	2.60	225.06	585.16	0.13	33.76	33.76
1.00	2.60	228.72	594.68	0.13	34.31	34.31
	SUMA	1774.28	4613.12	1.00	266.14	266.14

Z **0.45**
 U **1.00**
 S **1.00**
 C **2.00**
 Rx **6.00**
 Ry **6.00**

Tipo (R / I)		R
R corregido		
Rx	6.00	
Ry	6.00	

REGULAR O IRREGULAR

CORTANTE ESTATICO (tn)		80% Cortante Estatico		CORTANTE DINAMICO (tn)	
Vex=	266.14	80%Vex=	212.91	Vdx=	160.90
Vey =	266.14	80%Vex=	212.91	Vdy =	231.69

INCREMENTO EN X **1.32**
 INCREMENTO EN Y **0.92**

Amplificación del espectro sísmico

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SISMDX

Structural and Function Damping
 Damping 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	SISMO	1.32
U2		
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
 Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SISMDY

Structural and Function Damping
 Damping 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	SISMO	1
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
 Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

3.1.14 Diseño de elementos estructurales

3.1.14.1 Diseño de losa aligerada

Diseño de losa aligerada cuyas viguetas están ubicadas entre los ejes 2-2 y 5-5.

L1	=	3.32	m
L2	=	2.30	m
L3	=	3.32	m
f'c	=	210.00	kg/cm ²
b	=	10.00	cm
h	=	20.00	cm

Metrado de cargas

Tramo 1

Carga muerta

Losa	0.30	tn/m ²
Acabados	0.10	tn/m ²
Tabiquería	0.20	tn/m ²
Suma	0.60	tn/m ²

Ancho trib.	0.40	m
Total CM	0.24	tn/m

Carga viva

S/C	0.20	tn/m ²
Suma	0.20	tn/m ²

Ancho trib.	0.40	m
Total CV	0.08	tn/m

Tramo 2

Carga muerta

Losa	0.30	tn/m ²
Acabados	0.10	tn/m ²
Tabiquería	0.20	tn/m ²
Suma	0.60	tn/m ²

Ancho trib.	0.40	m
Total CM	0.24	tn/m

Carga viva

S/C	0.20	tn/m ²
Suma	0.20	tn/m ²

Ancho trib.	0.40	m
Total CV	0.08	tn/m

Tramo 3

Carga muerta

Losa	0.30	tn/m ²
Acabados	0.10	tn/m ²
Tabiquería	0.20	tn/m ²
Suma	0.60	tn/m ²

Ancho trib.	0.40	m
Total CM	0.24	tn/m

Carga viva

S/C	0.20	tn/m ²
Suma	0.20	tn/m ²

Ancho trib.	0.40	m
Total CV	0.08	tn/m

Combinaciones de carga

1.4D+1.7L	0.47	tramo 1	1.4D+1.7L2	0.34	tramo 1
1.4D+1.7L	0.47	tramo 2	1.4D+1.7L2	0.47	tramo 2
1.4D+1.7L	0.47	tramo 3	1.4D+1.7L2	0.34	tramo 3
1.4D+1.7L1	0.47	tramo 1			
1.4D+1.7L1	0.34	tramo 2			
1.4D+1.7L1	0.47	tramo 3			

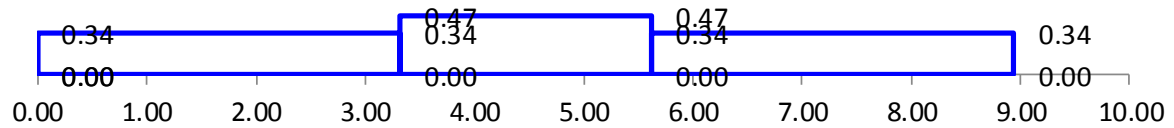
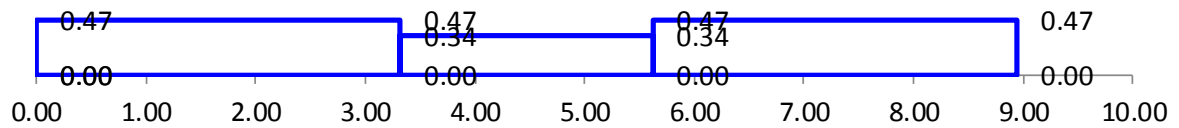
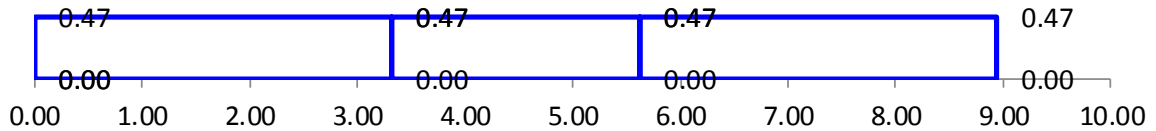


Diagrama de fuerza cortante

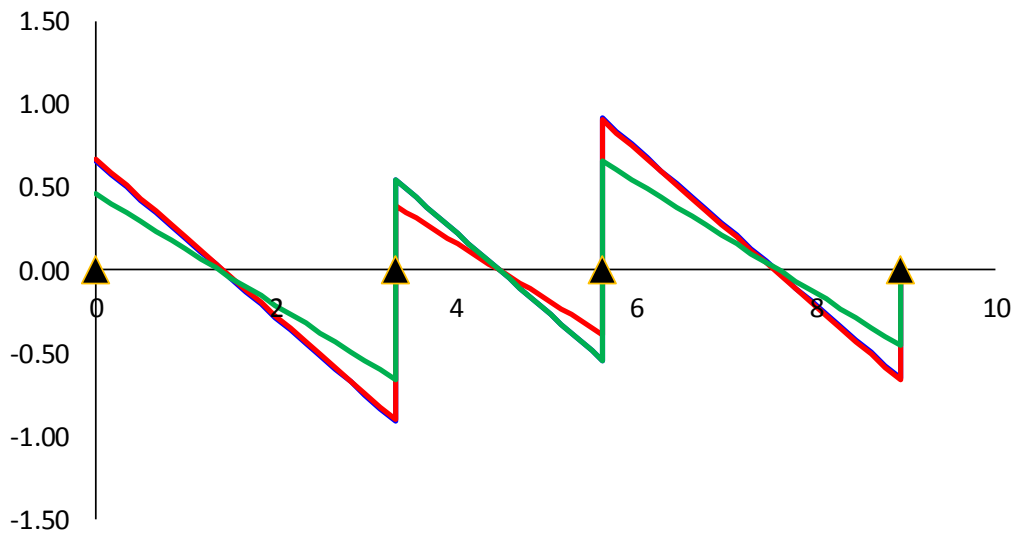
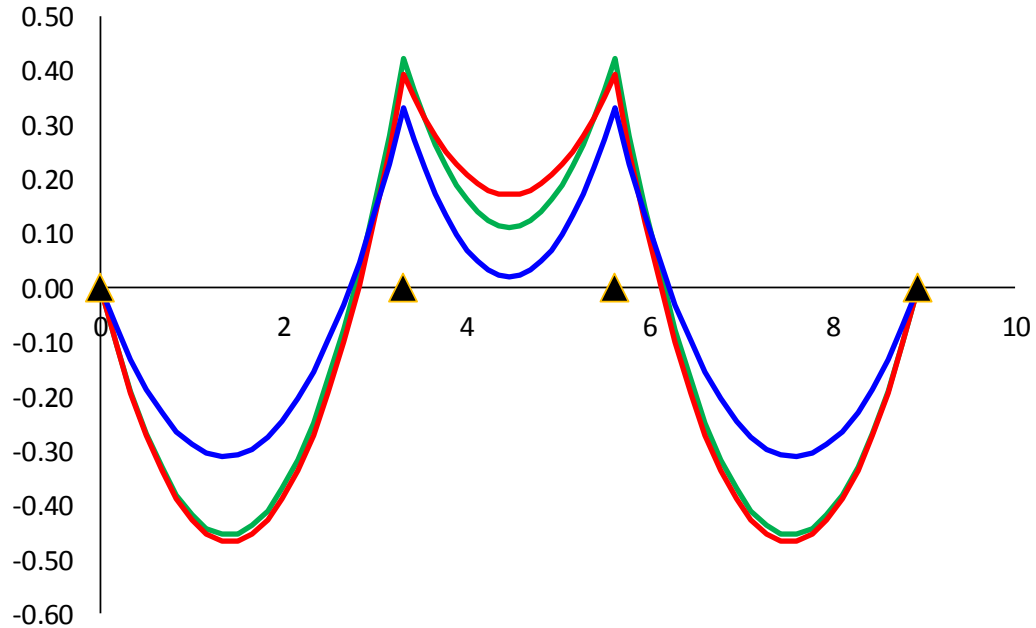




Diagrama de momento flector



El momento positivo máximo en el tramo 1 es :	0.4665	tn-m
El momento positivo máximo en el tramo 2 es :	-0.0210	tn-m
El momento positivo máximo en el tramo 3 es :	0.4665	tn-m
El momento negativo máximo en el apoyo 1 es :	0.4250	tn-m
El momento negativo máximo en el apoyo 2 es :	0.4250	tn-m

Condiciones de diseño

La cuantía mínima es: $\rho_{min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / f_y =$	0.00242	
El área de acero mínimo es : $A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot h =$	0.48305	cm ²
La cuantía máxima es: $\rho_{max} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y)) =$		0.01594
El área de acero máximo es : $A_s = \rho_{max} \cdot b \cdot h =$	3.1875	cm ²

El $A_s(+)$ del tramo 1 es:	0.77	cm ²	$A_s < A_{smax} \implies Ok$
El $A_s(+)$ del tramo 2 es:	-0.03	cm ²	$A_s < A_{smax} \implies Ok$
El $A_s(+)$ del tramo 3 es:	0.77	cm ²	$A_s < A_{smax} \implies Ok$
El $A_s(-)$ del apoyo 1 es:	0.69	cm ²	$A_s < A_{smax} \implies Ok$
El $A_s(-)$ del apoyo 2 es:	0.69	cm ²	$A_s < A_{smax} \implies Ok$

Verificación por corte

Cortante admisible $\phi V_c = 1.10 * 0.85 * 0.53 * \text{Raiz}(f'c) * b * b d$
 $\phi V_c = \quad \quad \quad 1.22 \quad \quad \quad t_n$

Tramo 1

Lado izq	Vud =	0.584	tn,	Vud < fVc ==> Ok
Lado der	Vud =	0.831	tn,	Vud < fVc ==> Ok

Tramo 2

Lado izq	Vud =	0.463	tn,	Vud < fVc ==> Ok
Lado der	Vud =	0.463	tn,	Vud < fVc ==> Ok

Tramo 3

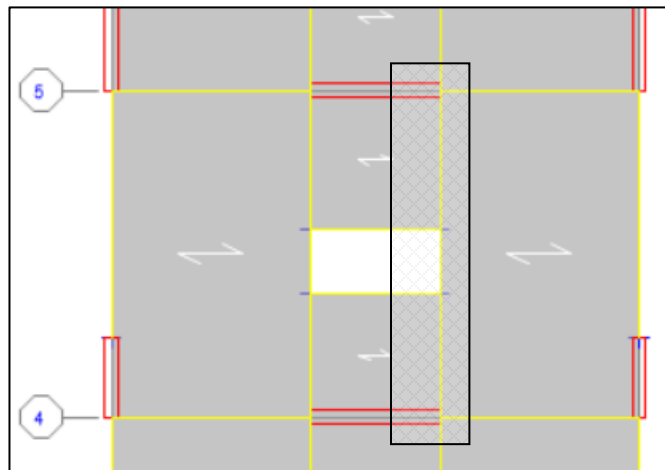
Lado izq	Vud =	0.831	tn,	Vud < fVc ==> Ok
Lado der	Vud =	0.584	tn,	Vud < fVc ==> Ok

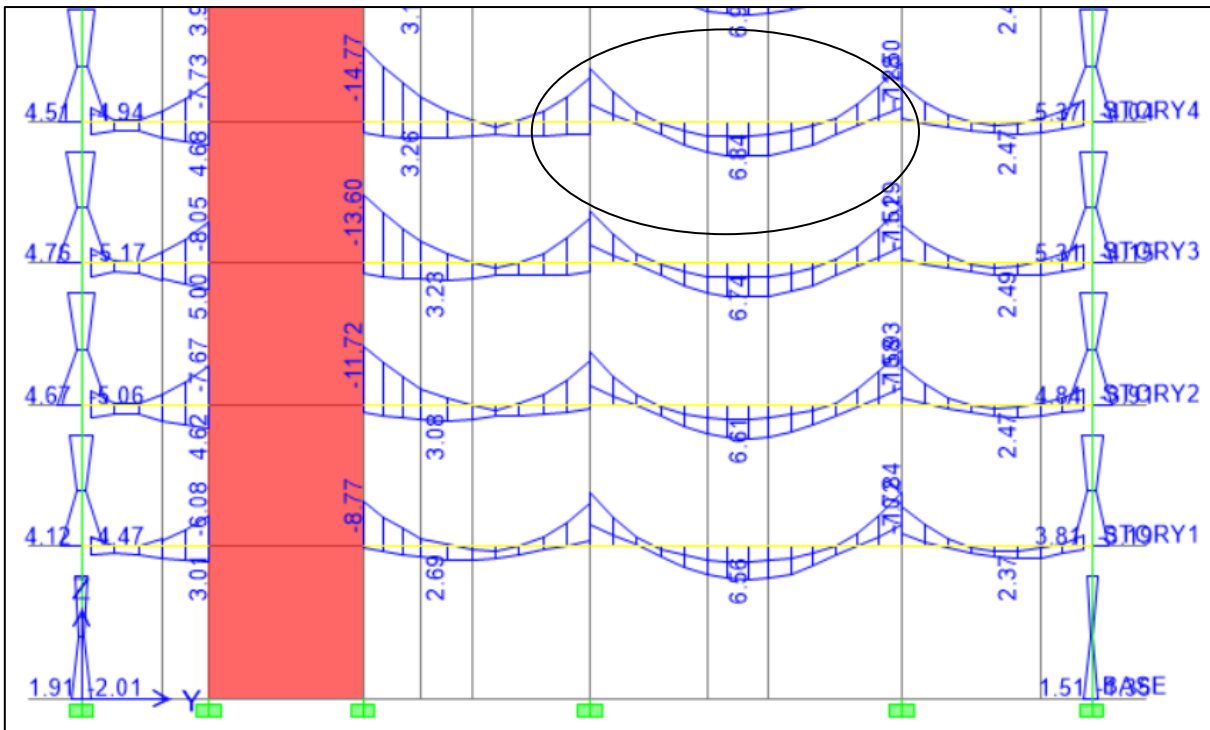
3.1.14.2 Diseño de vigas

El concepto de diseño utilizado es conocido como diseño a la rotura que selecciona las dimensiones de las secciones de concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que la resistencia sea adecuada para sostener fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de cargas, considerablemente mayores que las que se espera actúen realmente durante el servicio normal.

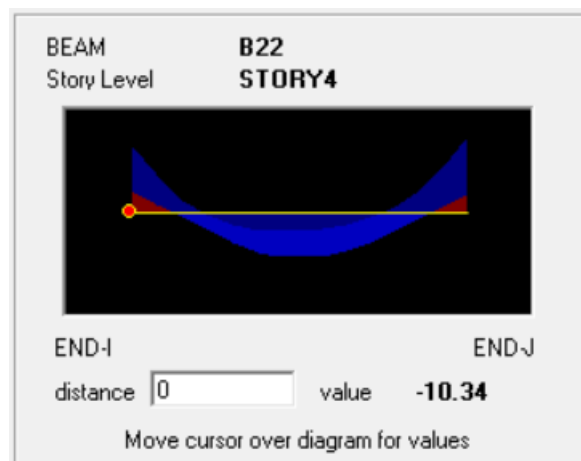
3.1.14.2.1 Diseño por flexión

La viga a diseñar será la viga 1-V08 (30x50), como se ubica en planta del modelo matemático encerrado en un rectángulo, el tramo de viga será la ubicada entre los ejes 4-5.

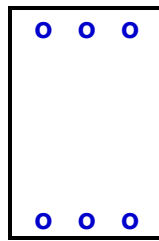




En la figura se muestra el diagrama de momentos flectores de la envolvente.



Momento flector negativo izquierdo de viga $M_u = 10.34$ ton-m



h=50cms

b=30cms

fy	=	4200 kg/cm²
f'c	=	210 kg/cm²
Rec.	=	6.00 cms
Mu	=	10.34 tn-m

La cuantía máxima es: $\rho_{max} = 0.50 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$$\rho_{max} = 0.01063$$

$$As_{max} = 15.94$$

La cuantía mínima es: $\rho_{min} = 0.75 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$

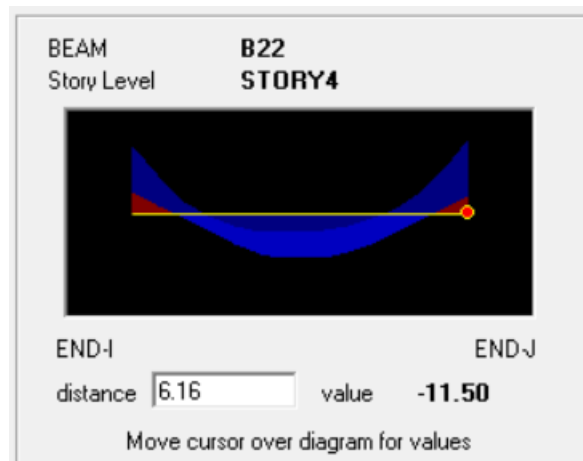
$$\rho_{min} = 0.00242$$

$$As_{min} = 3.62 \text{ cm}^2$$

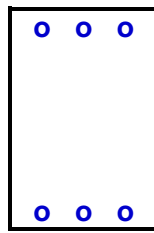
El area de acero calculado es

$$As_{calc} = 6.61 \text{ cm}^2$$

Se colocará una cuantía mínima de 2Ø5/8" con refuerzo adicional de 2Ø5/8".



Momento flector negativo derecho de viga $Mu = 11.50 \text{ ton-m}$



$h=50\text{cms}$

f_y	=	4200 kg/cm ²
f'_c	=	210 kg/cm ²
Rec.	=	6.00 cms
M_u	=	11.50 tn-m

$b=30\text{cms}$

La cuantía máxima es: $\rho_{\text{max}} = 0.50 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$\rho_{\text{max}} = 0.01063$$

$$A_s_{\text{max}} = 15.94$$

La cuantía mínima es: $\rho_{\text{min}} = 0.75 \cdot \text{raiz}(f'_c) / f_y$

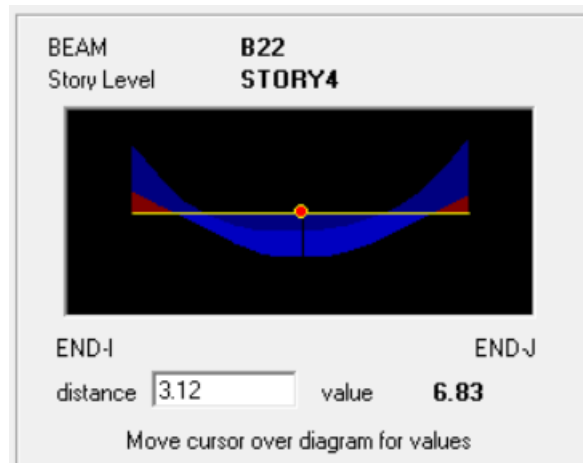
$$\rho_{\text{min}} = 0.00242$$

$$A_s_{\text{min}} = 3.62 \text{ cm}^2$$

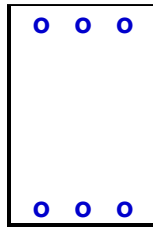
El área de acero calculado es

$$A_s_{\text{calc}} = 7.40 \text{ cm}^2$$

Se colocará una cuantía mínima de 2Ø5/8" con refuerzo adicional de 2Ø5/8".



Momento flector positivo central de viga $M_u = 6.83 \text{ ton-m}$



h=50cms

b=30cms

fy	=	4200 kg/cm²
f'c	=	210 kg/cm²
Rec.	=	6.00 cms
Mu	=	6.83 tn-m

La cuantía máxima es: $\rho_{max} = 0.50 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$$\rho_{max} = 0.01063$$

$$As_{max} = 15.94$$

La cuantía mínima es: $\rho_{min} = 0.75 \cdot \sqrt{f'c} / fy$

$$\rho_{min} = 0.00242$$

$$As_{min} = 3.62 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es

$$As_{calc} = 4.27 \text{ cm}^2$$

Se colocará una cuantía mínima de 2Ø5/8" con refuerzo adicional de 1Ø1/2".

3.1.14.2.2 Diseño por cortante

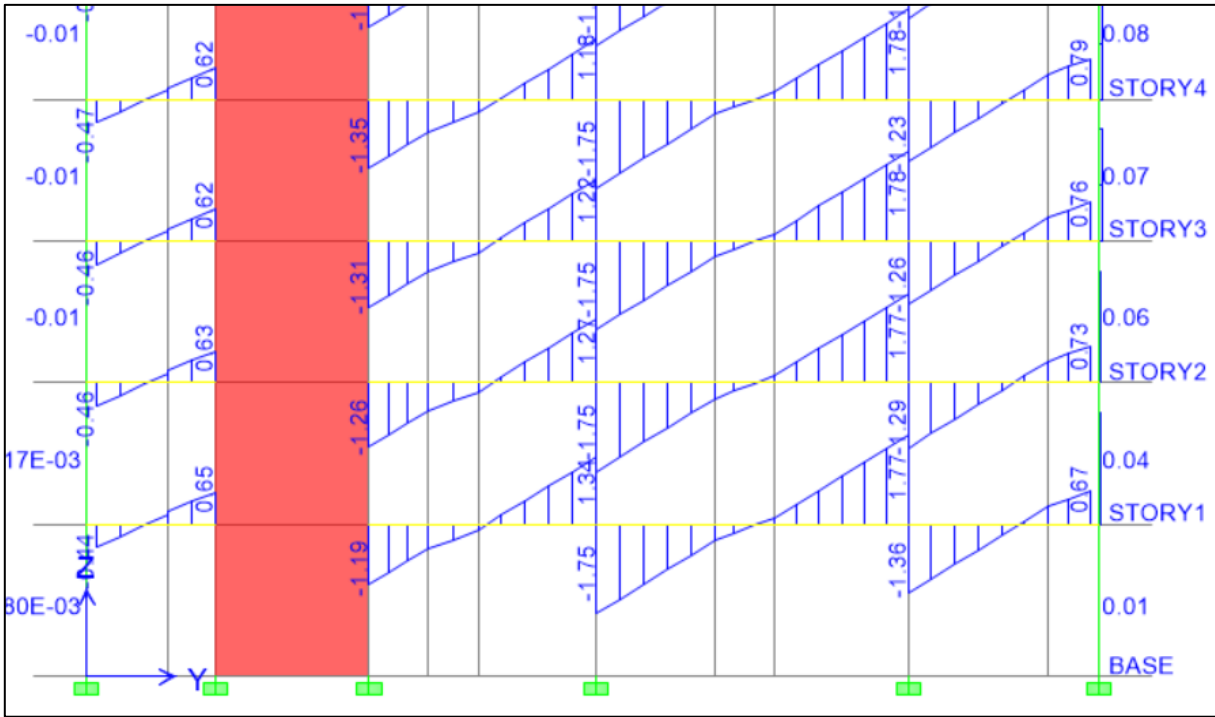


Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga viva.

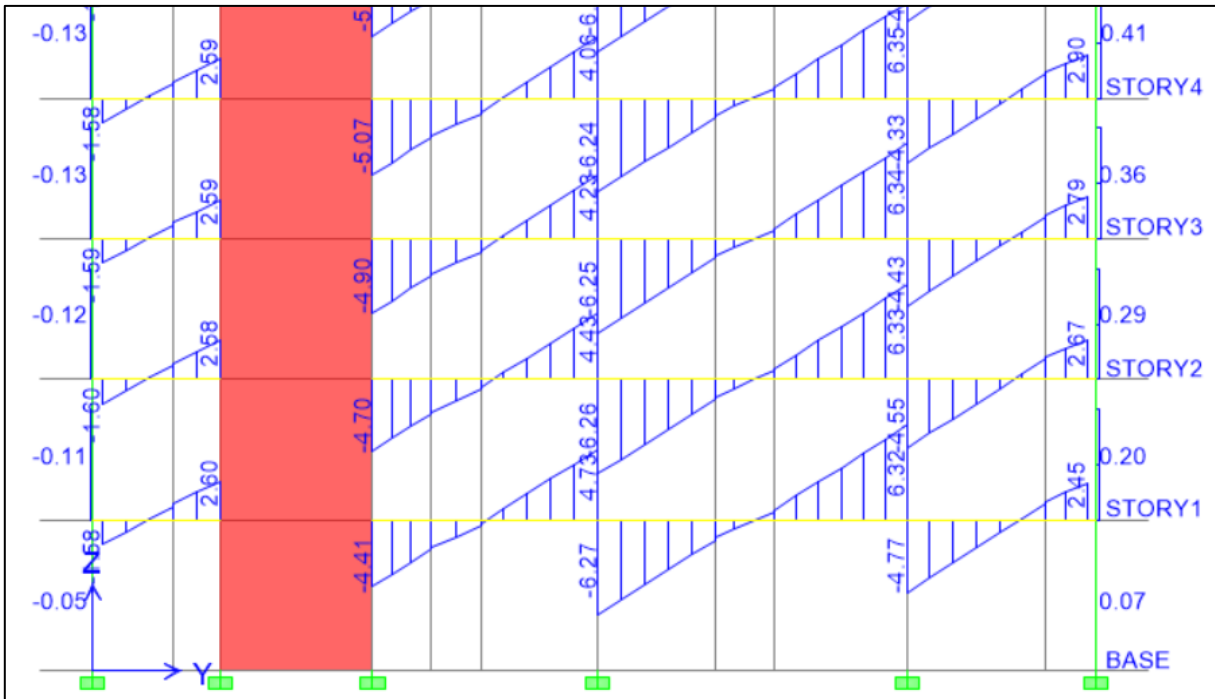


Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga muerta.

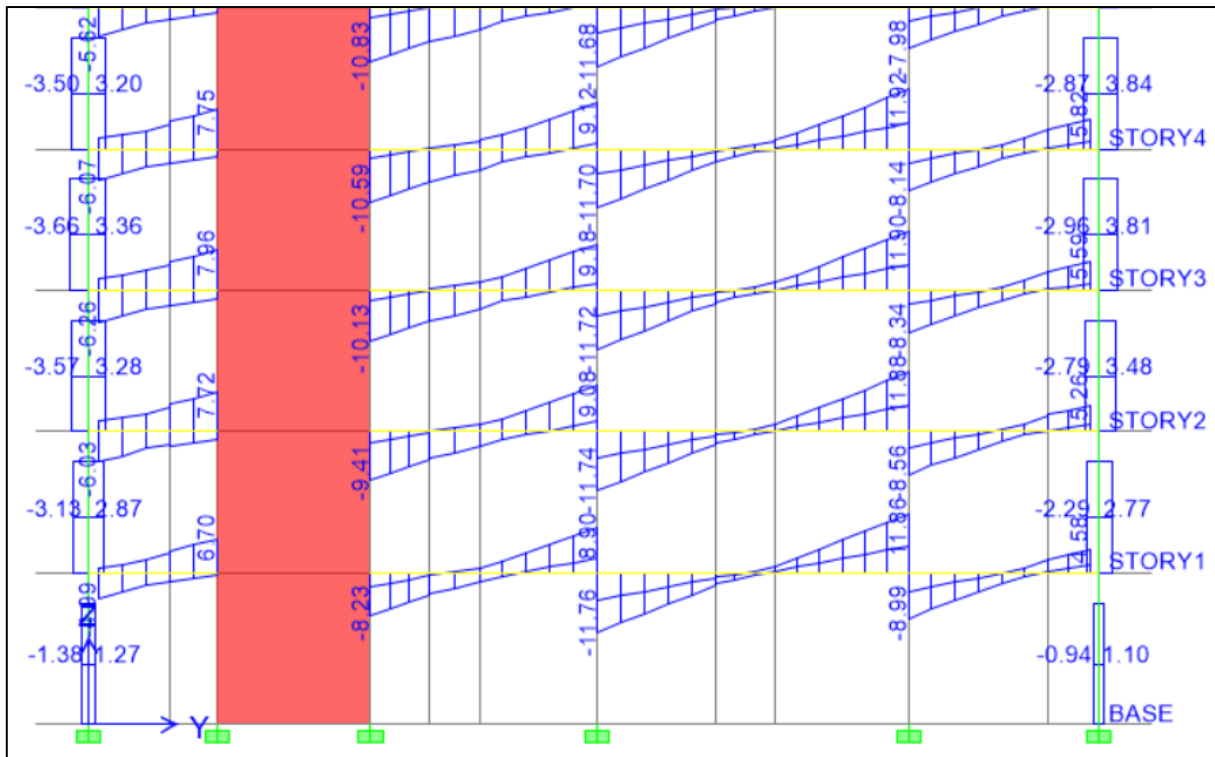


Diagrama de fuerzas cortantes de envolvente de diseño.

Datos de Diseño

B	0.30 m	
D	0.46 m	(Peralte efectivo = H-recubrimiento)
Luz libre	5.83 m	
Vultimo=	11.92 tn	(Cortante Ultimo proveniente del analisis estructural)
Vc.m. =	6.35 tn	(Cortante debido a carga muerta)
Vc.v. =	1.78 tn	(Cortante debido a carga viva)
f'c	210.00 kg/cm²	

Lado izquierdo

As sup =	7.92 cm²	Mn sup	12.84 tn-m
As inf =	3.96 cm²	Mn inf	6.65 tn-m

Lado derecho

As sup =	7.92 cm²	Mn sup =	12.84 tn-m
As inf =	3.96 cm²	Mn inf =	6.65 tn-m

Diagrama de Cortantes Hiperestaticos en la Viga

Diagrama de Cortantes Hiperestaticos en la Viga

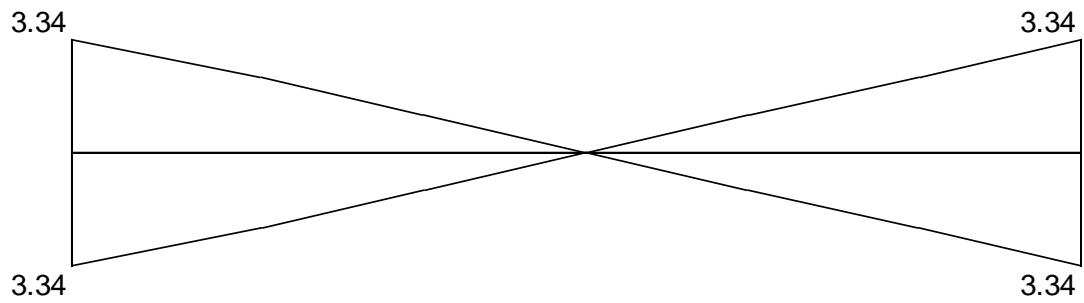
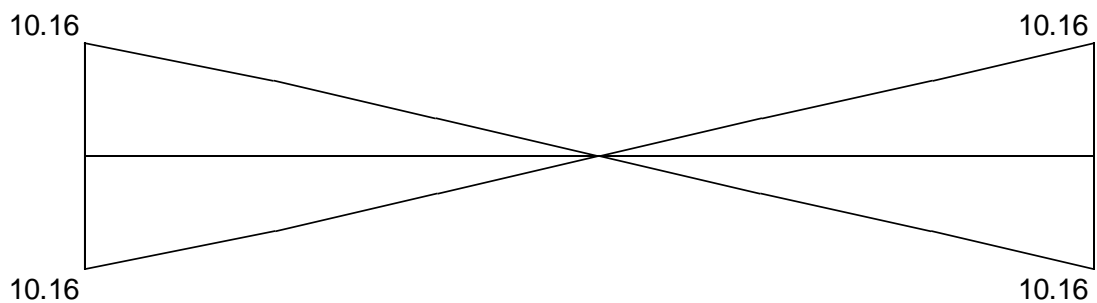
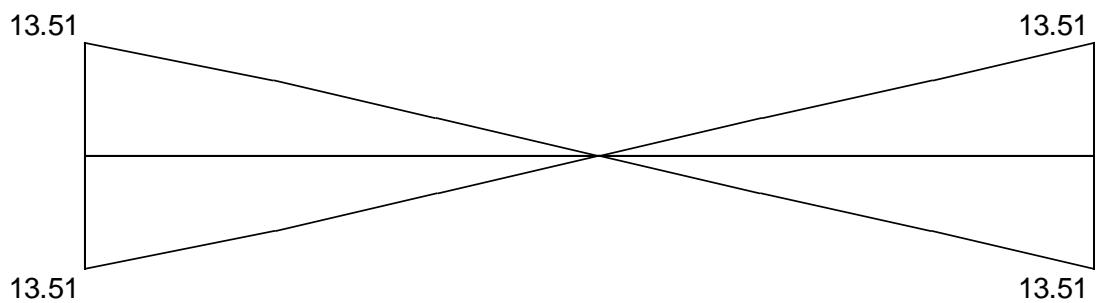


Diagrama de Cortantes Isostaticos en la Viga



Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad



El Cortante Maximo por Requisitos de Ductilidad es

$$V_u = 13.51 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo Proveniente del Analisis Estructural es

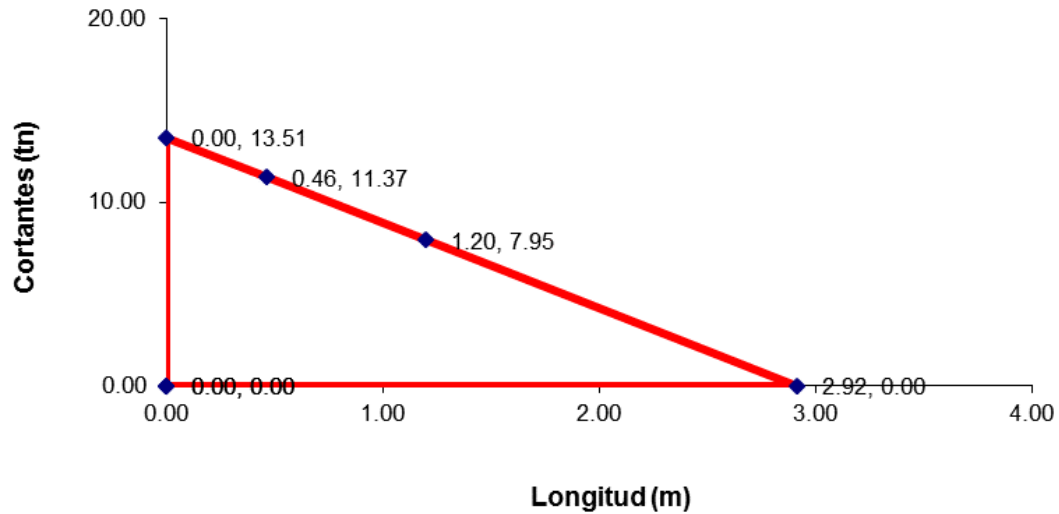
$$V_u = 11.92 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo escogido para el diseño por Corte es

$$\mathbf{V_u = 13.51 \text{ tn}}$$



Diagrama de Fuerza Cortante Para Diseño



el cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 11.37 \text{ tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 10.60 \text{ tn.}$$

$$\Phi v_c = 0.75 V_c = 7.95 \text{ tn.}$$

la longitud hasta donde se extiende ΦV_c , $L = 1.20 \text{ m.}$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 4.57 \text{ tn.}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = 42.00 \text{ tn}$$

$$42.00 > 4.57 \implies \text{OK}$$

Escoger el diámetro del estribo (1/4", 3/8", 1/2")

$$\text{Diámetro} = \mathbf{3/8} = 0.71 \text{ cm}^2$$

El área A_v será igual a:

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 60.06 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

DENTRO DE LA ZONA 2H

Dentro de la zona (2H), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento máximo segun la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} S &<= d / 4 = 11.50 \text{ cm} \\ S &<= 10 * 1.98 = 19.80 \text{ cm} \\ S &<= 24 * 0.71 = 17.04 \text{ cm} \\ S &<= 30.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

El espaciamiento máximo según la expresión será:

$$S = 11.50 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 11.50 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento dentro de la zona 2H sera de $S = \mathbf{15.00} \text{ cms}$

FUERA DE LA ZONA 2H (ZONA CENTRAL)

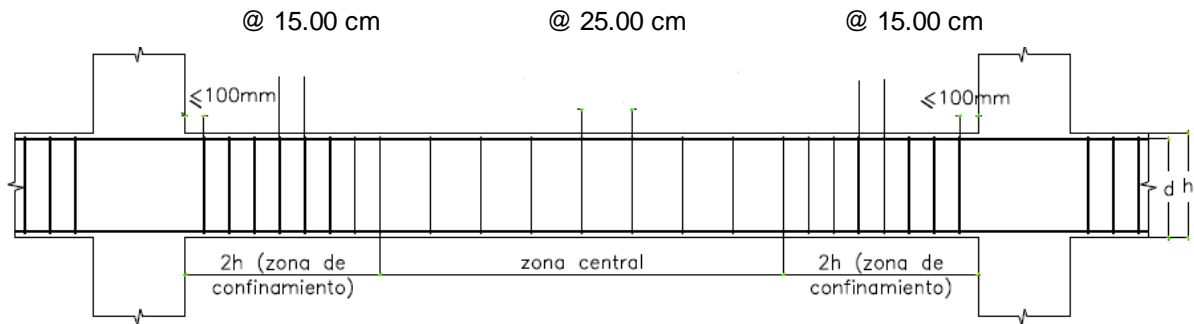
Fuera de la zona 2H (Zona central), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento segun la siguiente expresión:

$$S <= d / 2 = 23.00 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

Comparando (1) y (3) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 23.00 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento fuera de la zona 2H (zona central) sera de S= **25.00** cms



3.1.14.3 Diseño de columnas

Propiedades geométricas

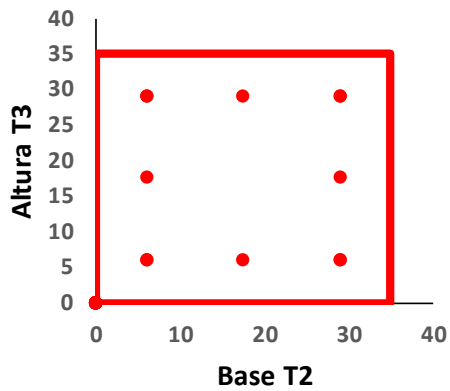
H =	280.00	cm	Altura de la columna
T2 =	35.00	cm	Base
T3 =	35.00	cm	Altura

T3 orientado con el eje: **X** Orientación según eje de coordenadas

Propiedades mecánicas

f'c =	210.00	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Capas //T2 =	3.00	capas	Número de capas paralelas a la base
Capas //T3 =	3.00	capas	Número de capas paralelas a la altura

Capas paralelas a la base T2			Capas paralelas a la altura T3		
Capa Nº	As (cm ²)	Dist. (cm)	Capa Nº	As (cm ²)	Dist. (cm)
Capa 1	8.55	6.00	Capa 1	8.55	6.00
Capa 2	5.70	17.50	Capa 2	5.70	17.50
Capa 3	8.55	29.00	Capa 3	8.55	29.00
		0.00			0.00
		0.00			0.00
		0.00			0.00
		0.00			0.00
		0.00			0.00
		0.00			0.00
		0.00			0.00



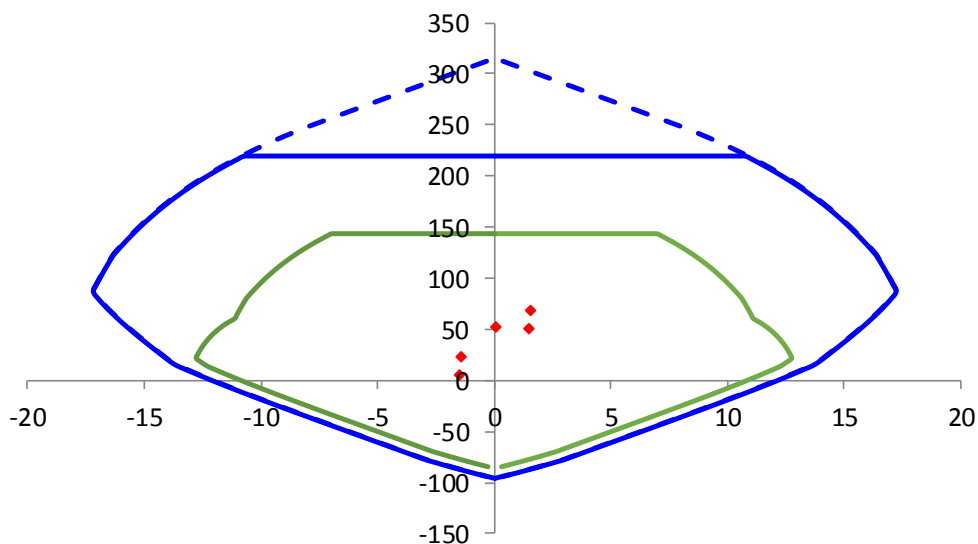
Cargas actuantes en T3

Pcm =	30.54	tn
Pcv =	5.56	tn
Pcs =	22.88	tn
Mcm =	0.03	tn-m
Mcv =	0.02	tn-m
Mcs =	1.49	tn-m
Vcm =	0.03	tn
Vcv =	0.02	tn
Vcs =	0.95	tn

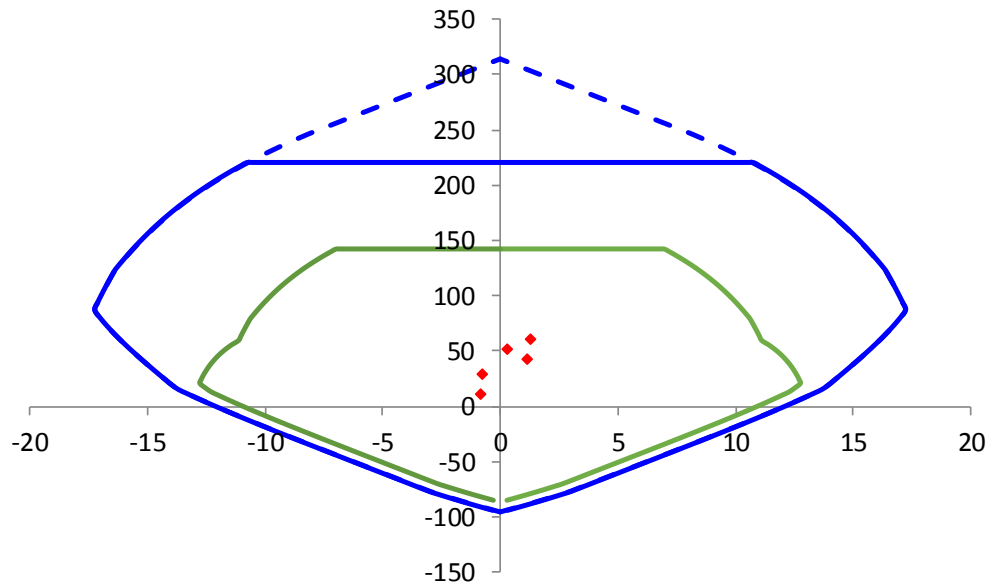
Cargas actuantes en el eje T2

Pcm =	30.54	tn
Pcv =	5.56	tn
Pcs =	15.80	tn
Mcm =	0.17	tn-m
Mcv =	0.04	tn-m
Mcs =	1.00	tn-m
Vcm =	0.16	tn
Vcv =	0.04	tn
Vcs =	0.73	tn

Combinación	Pu	Mu	Vu	e	ΦPn
1.4cm+1.7cv	52.21	0.07	0.08		
1.25(cm+cv)+cs	68.01	1.55	1.01	0.023	143.06
1.25(cm+cv)-cs	22.25	-1.43	0.89		
0.9cm+cs	50.37	1.52	0.98	0.030	143.06
0.9cs-cs	4.61	-1.46	0.92		



Combinación	Pu	Mu	Vu	e	Φ Pn
1.4cm+1.7cv	52.21	0.30	0.29		
1.25(cm+cv)+cs	60.93	1.26	0.98	0.021	143.06
1.25(cm+cv)-cs	29.33	-0.75	0.48		
0.9cm+cs	43.29	1.15	0.87	0.027	143.06
0.9cs-cs	11.69	-0.85	0.59		



Verificación por flexocompresión biaxial

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Combinación	1/Φ Pnx	1/Φ Pny	1/Φ pno	Σ	1/Φ pi	Obs
1.25(cm+cv)+cs	0.006990	0.006990	0.006990	0.0070	0.0147	Ok
0.9cm+cs	0.006990	0.006990	0.006990	0.0070	0.0199	Ok

Diseño por fuerza cortante

El cortante de diseño por fuerza cortante proviene de comparar el cortante máximo proveniente del análisis estructural con el cortante máximo proveniente del análisis por capacidad

Cortante proveniente del analisis por capacidad
Sentido paralelo a T3:

Combinación	Pu	Φ Mn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	52.21	12.25	15.31	10.94	
1.25(cm+cv)+cs	60.93	11.84	14.79	10.57	
1.25(cm+cv)-cs	29.33	12.77	15.97	11.41	11.41
0.9cm+cs	43.29	12.25	15.31	10.94	
0.9cs-cs	11.69	11.45	14.32	10.23	

Sentido paralelo a T2:

Combinación	Pu	Φ Mn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	52.21	12.25	15.31	10.94	
1.25(cm+cv)+cs	60.93	12.00	15.00	10.72	
1.25(cm+cv)-cs	29.33	12.72	15.90	11.36	11.36
0.9cm+cs	43.29	12.41	15.51	11.08	
0.9cs-cs	11.69	12.02	15.03	10.73	

El máximo cortante proveniente del análisis estructural es:

$$V_u = 1.01 \text{ tn}$$

El máximo cortante proveniente del análisis por capacidad es:

$$V_u = 11.41 \text{ tn}$$

Por lo tanto el máximo cortante para el analisis es el mayor:

$$V_u = 11.41 \text{ tn}$$

$$N_u = 29.33 \text{ tn}$$

El cortante admisibles es:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{N_u}{140 Ag} \right) b_w d = 9.41 \text{ tn}$$

Vc no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0,93 \sqrt{f'c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 Ag}} = 16.51 \text{ tn}$$

Por lo tanto el cortante admisible es:

$$V_c = 9.41 \text{ tn}$$

$0.85 V_c < V_u \implies$ Diseñar estribos de acuerdo a lo indicado en la Norma E.060

$$\Phi V_n > V_u, \quad \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = (V_u / \Phi) - V_c = 4.01 \text{ tn}$$

Seleccione diametro de estribo = **3/8** ==> $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$
 Seleccione el número de estribos = **3.00** Estribos

$$S = A_v * f_y * d / V_s$$

$d = 29.00 \text{ cms}$
 $S = 30.00 \text{ cms}$ (Smáx=30cms)

Zona 1:

$S = 30.00 \text{ cms}$ (separación calculada)
 $S = 25.00 \text{ cms}$ (separación asumida)

Zona 2:

Menor diámetro colocado $5/8$
 $8\Phi = 12.64 \text{ cms}$ (ocho veces el diámetro)
 (mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento)

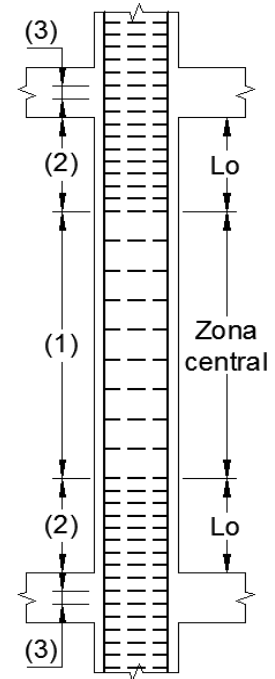
$0.5 \text{ dim} = 17.50 \text{ cms}$
 10.00 cms
 30.00 cms (S calculado por cortante)

Escogido el menor valor se tiene:

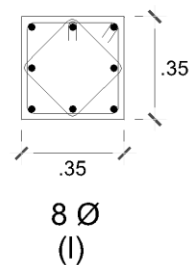
$S = 10.00 \text{ cms}$ (separación calculada)
 $S = 10.00 \text{ cms}$ (separación asumida)

Zona 3:

$S = 15.00 \text{ cms}$ (separación calculada)



CUADRO DE COLUMNAS		
PISO	CONCRETO fc'(Kg/cm2)	P1
1°, 2°, 3°, 4°, 5° 6°, 7° y 8° PISO	210	0.35 x 0.35 8Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (l)



3.1.14.4 Diseño de zapata de placa (PL-3)

1) Dimensiones de la placa

Largo	=	1.50 m
Ancho	=	0.25 m
f'c	=	210.00 kg/cm ²
Largo orientado con (X o Y)		Y

2) Cargas aplicadas

Pm	=	184.15 tn
Pv	=	34.93 tn
Ps	=	13.30 tn
Mm	=	0.20 tn-m
Mv	=	0.01 tn-m
Ms	=	37.93 tn-m

3) Datos del terreno (capacidad admisible)

σ	=	4.28 kg/cm ²	=	42.80 tn/m ²
----------	---	-------------------------	---	-------------------------

4) Dimensionamiento

4.1) verificación (Momento sin sismo)

Pm=	184.15 Tn
Pv=	34.93 Tn
Mm=	0.20 tn-m
Mv=	0.01 tn-m

$$\text{Area tentativa} = \frac{219.08}{38.52} \times 1.05 = 5.97 \text{ m}^2$$

a) Buscando las dimensiones de la zapata:

Lx=	3.20 m
Ly=	1.95 m

b) Verificamos momentos

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2}$$

$$\sigma = \frac{230.03}{6.24} + \frac{1.30}{19.97} = 36.93 \text{ tn/m}^2$$

4.2) Verificación (Sismo)

$$\begin{aligned}
 P_m &= 184.15 \text{ tn} \\
 P_v &= 34.93 \text{ tn} \\
 P_s &= 13.30 \text{ tn} \\
 M_m &= 0.20 \text{ tn-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_v &= 0.01 \text{ tn-m} \\
 M_s &= 37.93 \text{ tn-m}
 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma = \frac{244.00}{6.24} + \frac{228.91}{19.97} = 50.57 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es $\sigma_{max} = 50.57 \text{ tn/m}^2 < 51.36 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Dimension a aumentar = **0.00 m**

las nuevas dimensiones de la zapata son:

$$\begin{aligned}
 L_x &= 3.20 \text{ m} \\
 L_y &= 1.95 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Verificamos momentos en X

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma = \frac{230.03}{6.24} + \frac{1.30}{19.97} = 36.93 \text{ tn/m}^2$$

Verificación (Sismo)

$$\begin{aligned}
 P_m &= 184.15 \text{ tn} \\
 P_v &= 34.93 \text{ tn} \\
 P_s &= 13.30 \text{ tn} \\
 \\ \\
 M_m &= 0.20 \text{ tn-m} \\
 M_v &= 0.01 \text{ tn-m}
 \end{aligned}$$



$$M_s = 37.93 \text{ tn-m}$$

$$M_s = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma = \frac{244.00}{6.24} + \frac{228.91}{19.97} = 50.57 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es $\sigma_{max} = 50.57 \text{ tn/m}^2 < 51.36 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Diseño

Cuando no se considera sismo:

$$\sigma_{max} = 1.60 \times 36.93 = 59.09 \text{ tn/m}^2$$

Cuando se considera sismo:

$$\sigma_{max} = 1.25 \times 50.57 = 63.21 \text{ tn/m}^2$$

Por lo tanto se efectuara el diseño con: $\sigma_{max} = 63.21 \text{ tn/m}^2$

Verificacion por punzonamiento

Se tienen volados iguales = 0.85 m

Ingrese el peralte de la zapata d = **0.60 m**

La altura de la zapata será h = **0.70 m**

$$b_o = 2.00 \times 2.10 + 2.00 \times 0.85 = 5.90 \text{ m}$$

$$A_o = 2.10 \times 0.85 = 1.79 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = 3.20 \times 1.95 = 6.24 \text{ m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) = 281.59 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$V_c = (0.53 + 1.1/B_c)(\text{Raiz}(f'c) \text{ bo } d)$$

Donde $B_c = \sqrt{\frac{1.50}{0.25}} = 6.00 \implies V_c = 365.9 \text{ tn}$

Por tanto $\phi V_c = 0.85 \times 365.94 = 311.05 \text{ tn}$

$\phi V_c > V_u \implies$ El peralte escogido es correcto

Por cortante

Cortante de diseño

$$V_u = \sigma \max L_x (\text{volado-d})$$

$V_u = 63.21 * 3.20 (0.85 - 0.60) = 50.57 \text{ tn}$

Cortante resistente

$$V_c = 0.53 \text{ Raiz}(f'c) L_x d = 147.46 \text{ tn}$$

Por tanto $\phi V_c = 0.85 \times 147.46 = 125.34 \text{ tn}$

$\phi V_c > V_u \implies$ El peralte escogido es correcto

Diseño por Flexion

Diametro (1/2, 5/8, 3/4, 1) 5/8

Seccion 1-1

$$M_u = \sigma \max (\text{volado})^2 * L_x / 2$$

$M_u = 73.07 \text{ tn-m}$

$A_s = 32.88 \text{ cm}^2 / 3.20 \text{ m}$

$A_s = 10.27 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{smin} = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m}$

Seccion 2-2

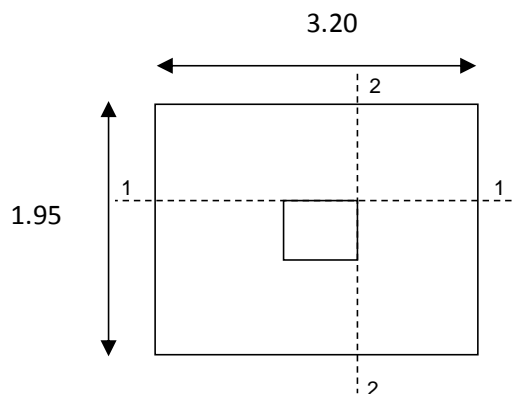
$$M_u = \sigma \max (\text{volado})^2 * L_y / 2$$

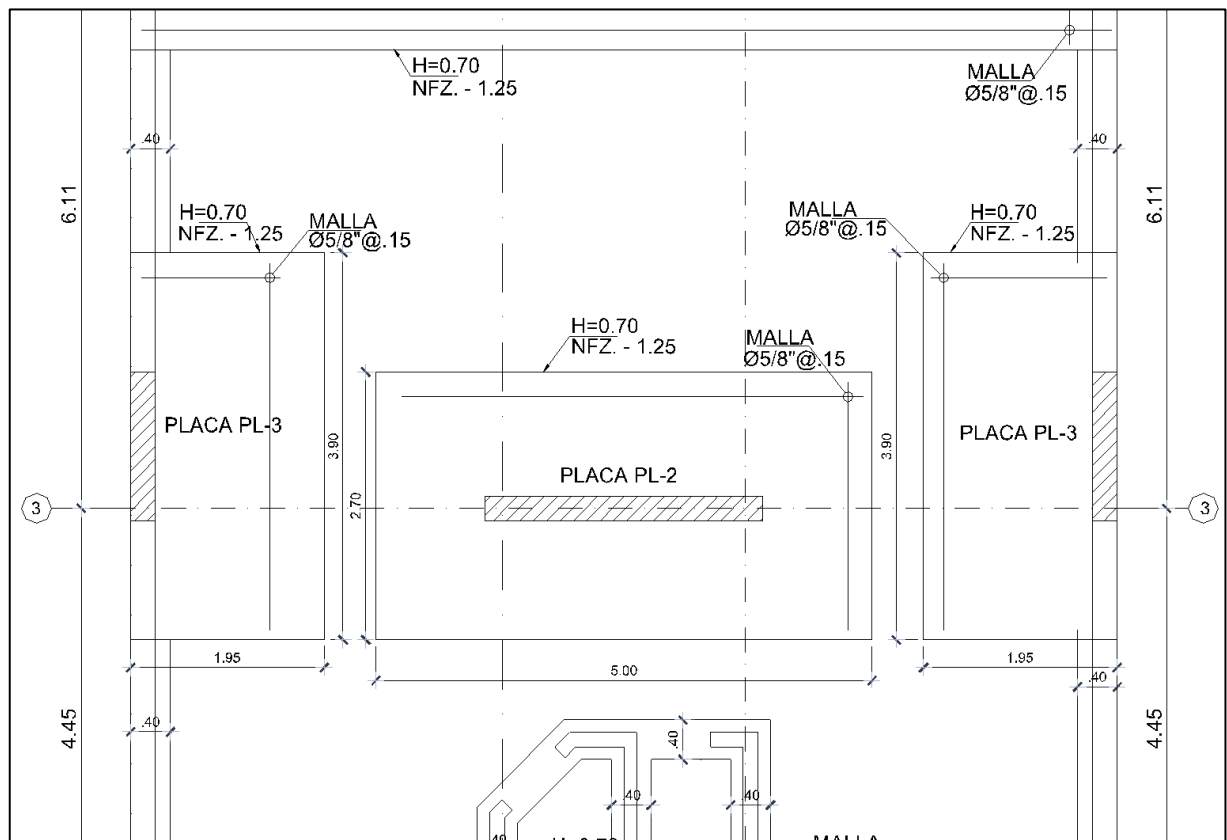
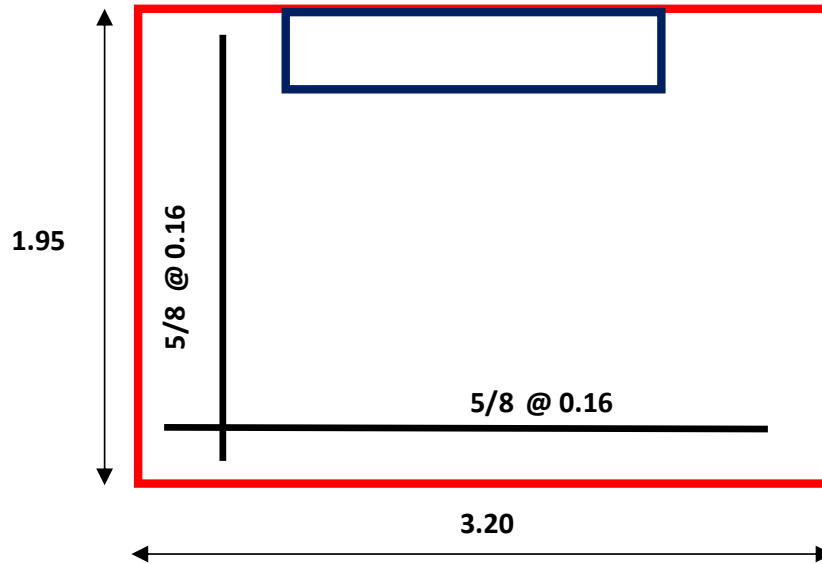
$M_u = 44.53 \text{ tn-m}$

$A_s = 20.04 \text{ cm}^2 / 1.95 \text{ m}$

$A_s = 10.27 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{smin} = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m}$





Esquema de reforzamiento en zapata calculada entre el eje 3-3.

3.1.14.5 Diseño de placa

Placa N° **PI-4**

Datos de diseño

$f'c$ = **210.00** kg/cm²

t_w = **25.00** cm

L_m = **300.00** cm

H_m = **2600.00** cm

Acero repartido a lo largo de la placa

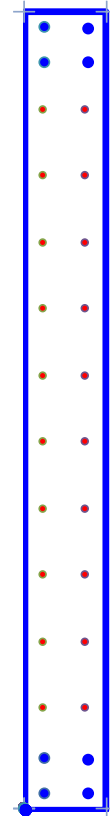
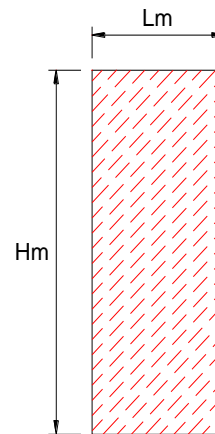
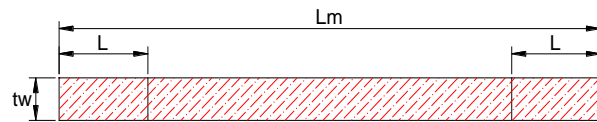
As repartido **2.54** cm²

Separación **25.00** cm

Nucleos extremos de la placa

L = **25.00** cm

Nº capas = **2.00** capas



Nucleo superior

Capa	As
1.00	3.96
2.00	3.96

Nucleo inferior

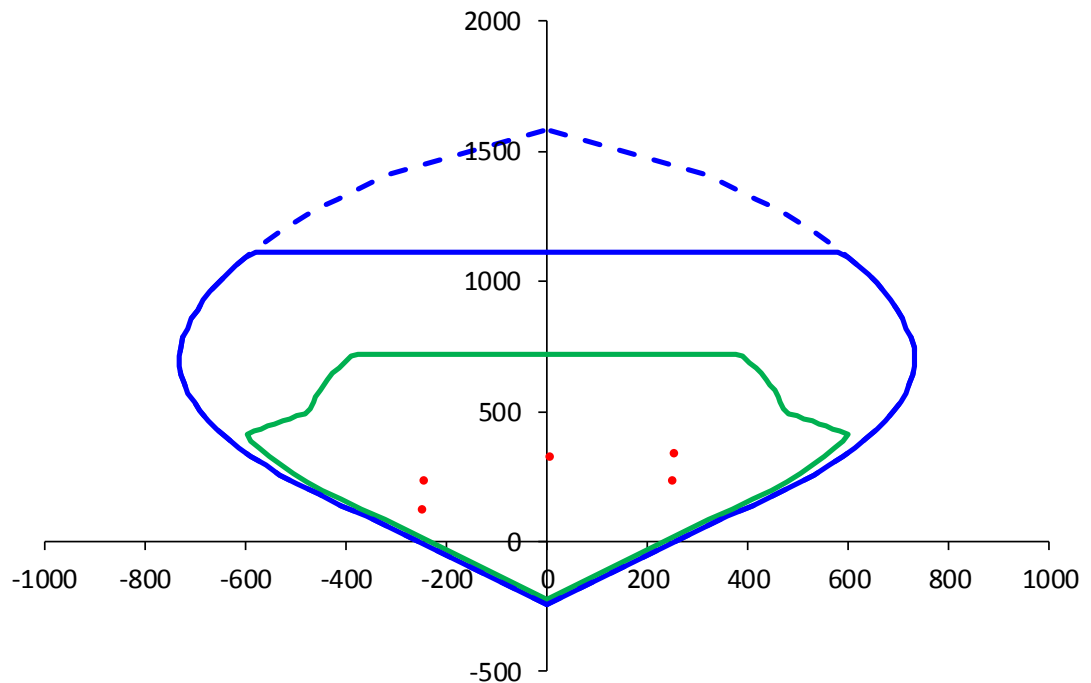
Capa	As
13.00	3.96
14.00	3.96

Cargas actuantes del analisis estructural

P_{cm}	=	197.05 tn
P_{cv}	=	29.08 tn
P_{cs}	=	53.48 tn
M_{cm}	=	4.32 tn-m
M_{cv}	=	0.82 tn-m
M_{cs}	=	248.91 tn-m
V_{cm}	=	1.81 tn
V_{cv}	=	0.50 tn
V_{cs}	=	42.13 tn

Combinaciones de carga según la Norma E-060

Combinacion	Pu	Mu	Vu	Mn	Mn/Mu
1.4cm+1.7cv	325.31	7.44	3.38	587.13	78.86
1.25(cm+cv)+cs	336.14	255.34	45.02	594.96	2.33
1.25(cm+cv)+cs	229.18	-242.49	-39.24	504.83	2.08
0.9cm+cs	230.83	252.80	43.76	506.38	2.00
0.9cm-cs	123.87	-245.02	-40.50	392.32	1.60

DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA PLACA


Mn / Mu propuesto = **2.00**

Combinaciones de carga según la Norma E-060

Combinacion	Mn/Mu calculado	Mn/Mu usado	Vu (tn)	ϕVn (tn)	$\phi Vn > Vu$ (tn)
1.4cm+1.7cv	78.86	2.00	3.38	240.19	Ok
1.25(cm+cv)+cs	2.33	2.00	45.02	240.19	Ok
1.25(cm+cv)-cs	2.08	2.00	39.24	240.19	Ok
0.9cm+cs	2.00	2.00	43.76	240.19	Ok
0.9cm-cs	1.60	1.60	40.50	240.19	Ok

Mn = Momento Nominal con la cuantia de acero realmente colocado en funcion de la carga axial Pu para cada combinaciòn de carga

C = 84.49 cms(1)

Según la norma E060 se necesita confinar el borde extremo cuando se cumple que:

$$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h_m)}$$

Donde el cociente ($\delta u / h_m$) no debe ser menor a 0.005

$$\ell_m / 600 (\delta u / h_m) = 100.00 \text{ cms} \dots\dots\dots(2)$$

También la norma especifica que se deben usar elementos confinados cuando la fibra extrema en compresión supera el valor $0.20f'_c$

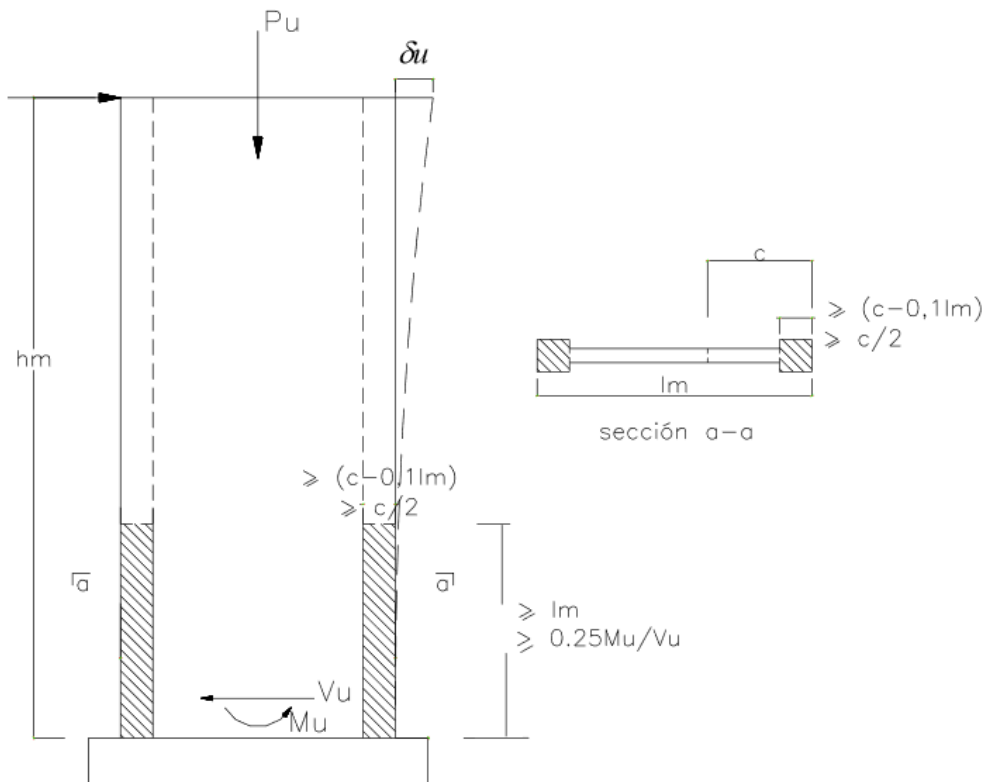
$$\text{El valor máximo sería } 0.20f'_c = 42.00 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots(3)$$

$$\sigma_c = P_u / A_p + (6 \cdot M) / (t_w \cdot L_m^2) = 68.14 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots(4)$$

Comparando (1) con (2) y (3) con (4) se tiene:

C calculado < C limite, por lo tanto No se necesita confinar los bordes
sc calculado > 0.20f'_c, por lo tanto SI se necesita confinar los bordes

Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre ℓ_m y $\frac{M_u}{4 V_u}$.



$$\begin{aligned} Lm &= 300.00 \text{ cms} \\ Mu/4Vu &= 141.80 \text{ cms} \end{aligned}$$

Por lo tanto el elemento de borde debe extenderse verticalmente una distancia de

$$\text{Dist Vert} = 300.00 \text{ cms}$$

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0,1 \ell m)$ y $c/2$,

$$\begin{aligned} C-0.1Lm &= 54.49 \text{ cms} \\ C/2 &= 42.24 \text{ cms} \end{aligned}$$

Por lo tanto el elemento de borde debe extenderse horizontalmente una distancia de

$$\text{Dist Hor} = 54.49 \text{ cms}$$

Usar un Nucleo confinado de **55.00** cms

Diseño por fuerza cortante

Para elementos sometidos a compresion axial Nu : El cortante Vc será

$$Vc = 0,53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) bw d$$

Ademas la contribucion del concreto Vc no debe exceder de:

$$Vc = Acw (\alpha c \sqrt{f'c})$$

donde el coeficiente αc es 0,25 para $[hm / \ell m] \leq 1,5$; 0,17 para $[hm / \ell m] \geq 2,0$ y varia linealmente entre 0,25 y 0,17 para $[hm / \ell m]$ entre 1,5 y 2,0. ℓm es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y hm es la altura total del muro.

$$hm / Lm = 8.67 \implies \alpha c = 0.17$$

$$Vc = 18.48 \text{ tn}$$

Diseño por fuerza cortante

Combinacion	Vu (tn)	Nu/Ag (kg/cm2)	Vc (tn)	ϕ Vc (tn)	ϕ Vs (tn)
1.4cm+1.7cv	3.38	43.37	18.48	15.71	0.00
1.25(cm+cv)+cs	45.02	44.82	18.48	15.71	29.31
1.25(cm+cv)-cs	39.24	30.56	18.48	15.71	23.54
0.9cm+cs	43.76	30.78	18.48	15.71	28.05
0.9cm-cs	40.50	16.52	18.48	15.71	24.80

Diseño por fuerza cortante

Combinacion	Vs (tn)	Vs max (tn)	Vs max > Vs	ϕ prop	S (cms)
1.4cm+1.7cv	0.00	119.55	OK	1.27	1000.00
1.25(cm+cv)+cs	34.49	119.55	OK	1.27	92.80
1.25(cm+cv)-cs	27.69	119.55	OK	1.27	115.57
0.9cm+cs	33.00	119.55	OK	1.27	96.97
0.9cm-cs	29.17	119.55	OK	1.27	109.71

Finalmente el espaciamiento de acero horizontal de la placa sera

ϕ 1/2 @ **25.00** cms

Donde V_u sea menor que $0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw}$

- (a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- (b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 400 mm

Donde V_u sea mayor que $0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw}$

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{hm}{\ell_m} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025 \quad = \quad \mathbf{0.0025}$$

$$0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad = \quad \mathbf{9.24 \text{ tn}} \quad < \quad \mathbf{45.02}$$

la cuantía de acero horizontal colocada es:

$$\rho_h \quad = \quad \mathbf{0.0041} \quad > \quad \mathbf{0.0020} \quad ==> \quad \mathbf{BIEN}$$

la cuantía de acero vertical colocada es:

$$\rho_v \quad = \quad \mathbf{0.0041} \quad > \quad \mathbf{0.0025} \quad ==> \quad \mathbf{BIEN}$$

3.2 Edificación aislada de 8 pisos

Para la misma vivienda multifamiliar ubicada en la Manzana. 13-B. - Lote 14 Calle Federico Villareal, Urbanización Chacarilla Santa Cruz en el distrito de San Isidro departamento de Lima, se diseñará mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo que disiparan la energía del sismo.

El análisis estructural tiene como objetivo principal mostrar el planteamiento y concepción estructural de una vivienda multifamiliar. Como parámetro muy importante, se considera la categoría de la edificación, la cual cae en la clasificación de Edificaciones Comunes, son edificaciones cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia.

Todas las partes que integran el diseño en concreto armado y acero estructural se hicieron cumpliendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones y normas internacionales ACI.

La vulnerabilidad de una estructura ante sismos severos se puede reducir considerablemente mediante sistemas de protección sísmica. Estos sistemas permiten reducir las solicitaciones sísmicas y logran que la estructura no sufra grandes daños. El concepto principal es la disipación de la energía proveniente del sismo mediante los elementos de protección sísmica, reduciendo así la energía histerética (o de daños) que se disipa en la estructura.

En primer lugar, se muestra cómo se determina la estructuración de la edificación buscando obtener una estructura adecuada y económica, de manera que todos los modelos utilizados para los análisis de carga de gravedad y sísmicas representen mejor el comportamiento real de la estructura. Luego se realizó el pre dimensionamiento de los elementos estructurales.

La disipación de energía se basa en la incursión de cada aislador a su etapa inelástica, sufriendo grandes desplazamientos sin que la estructura los sufra. El periodo de la estructura aumenta considerablemente debido al sistema de aislación, lo cual reduce la solicitación sísmica, por ende, las derivas son muy

pequeñas por lo que se ha decidido incorporar un sistema de aislación sísmica a la edificación multifamiliar, para así tratar de evitar pérdida de vidas, minimizar daños en la propiedad, etc.

El sistema estructural usado, está conformado por pórticos de concreto armado pues el uso de los dispositivos de protección sísmica (aisladores de base) realiza el mecanismo de absorber fuerzas provenientes del evento sísmico y disiparlas, de este modo las fuerzas provenientes del evento sísmico que se transmiten a los elementos estructurales verticales son mínimos dando así la opción de usar pórticos de concreto armado. La configuración rectangular de los bloques reduce los efectos de torsión para un mejor comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos.

3.2.1 Normas empleadas

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación.

-Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú) – Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.):

-NTE E.020 “CARGAS”

-NTE E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”

-NTE E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”

-NTE E.060 “CONCRETO ARMADO”

- A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute) - Building Code Requirements for Structural Concrete

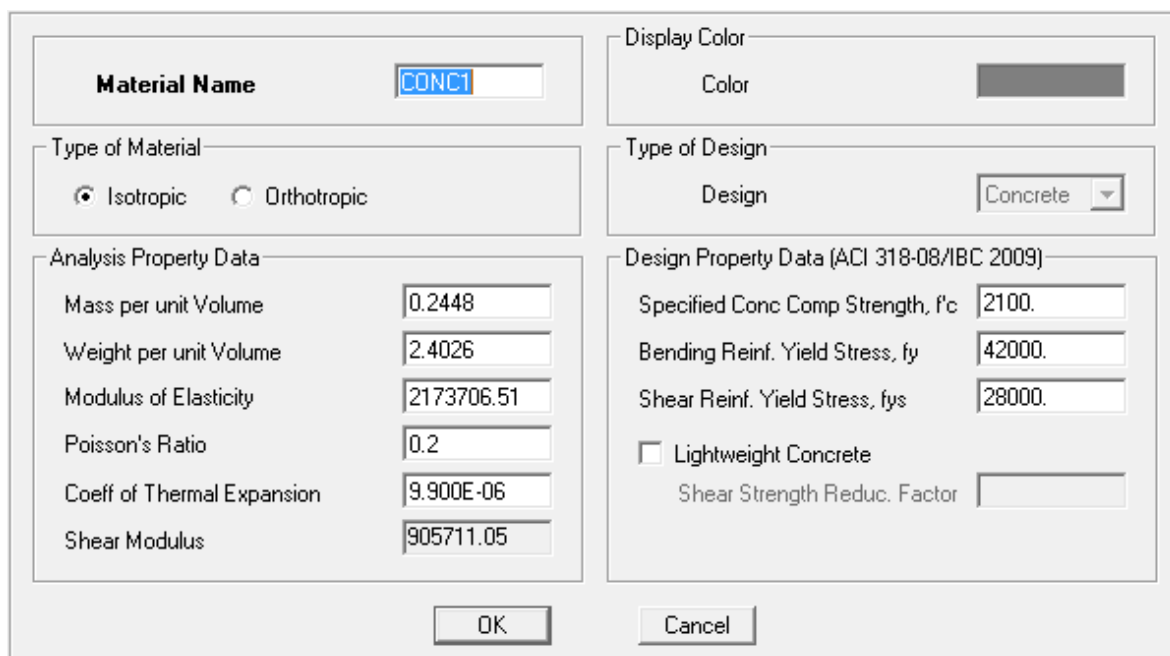
- UBC 1997 Uniform Building Code

Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de la última edición.

3.2.2 Especificaciones – materiales empleados

Concreto armado

- Resistencia para concreto armado (f'c): 210 Kg/cm² , con aire incorporado (Losas, vigas, columnas, escaleras, zapatas, placas)
- Resistencia para concreto simple (f'c): 100 Kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E) : 2'170,000 Ton/m² (f'c = 210 Kg/cm²)
- Módulo de Poisson (u): 0.20
- Peso Específico (γc): 2300 Kg/m³ (concreto simple); 2400 Kg/m³ (concreto armado)



En la imagen se muestra el material definido en un software de analisis estructural

Acero corrugado (ASTM A605)

-Resistencia a la fluencia (fy) : 4,200 Kg/cm² (G^o 60)“E” :2'100,000 Kg/cm²

Recubrimientos mínimos de refuerzo (R):

- Vigas y columnas de confinamiento : 2.50 cm
- Vigas y columnas estructurales ancho > 25cm. : 4.00 cm
- Vigas y columnas estructurales ancho < 25cm. : 2.50 cm
- Vigas de cimentación : 4.00cm
- Zapatas : 7.00cm

3.2.3 Características del terreno y consideraciones de cimentación

RESUMEN DE LA CONDICION DE CIMENTACION

DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO EN LA ZONA SE RECOLECTO LOS SIGUIENTES DATOS

1) Tipo de Cimentación	Zapatas aisladas, cimientos y sobrecimientos armados en muros y tabiques.
2) Estrato de Apoyo de Cimentación	Roca o Suelo muy Rígido (S1)
3) Profundidad de la Napa Freática	No se encontró
4) Profundidad Mínima de Cimentación	-1.20m. apartir del N.T.N
5) Presión admisible del Terreno	4.28 kg/cm ²
6) Ataque Químico de Sulfatos, Cloruros y/o Sales Solubles	No se encontró
7) Tipo de cemento para concreto en contacto con el suelo.	Portland Tipo I

3.2.4 Estados de carga

La Norma Técnica E.020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está diseñada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo.

Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales equipo, muebles y otros elementos móviles. Finalmente, las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

3.2.5 Diseño en Concreto Armado

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas establecidas en la Norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$1.4 M + 1.7 V$$

$$1.25 (M + V) + S$$

M = carga muerta

V = carga viva

$$1.25 (M + V) - S$$

$$0.90 M + S$$

$$0.90 M - S.$$

S = carga de sismo

Además, el Reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Solicitación principal	Factor ϕ de Reducción
- Flexión	0.90
- Tracción y Tracción + Flexión	0.90
- Cortante	0.85
- Torsión	0.85
- Cortante y Torsión	0.85
- Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida (U)

Resistencia de Diseño = ϕ Resistencia Nominal

3.2.6 Estructuración

La configuración estructural de la edificación está dispuesta a la solicitación de los efectos sísmicos de acuerdo a su ubicación geográfica; a continuación, se analizará la edificación con su propio sistema estructural.

3.2.6.1 Estructuración de la edificación aislada

La edificación está constituida por columnas de 45cms x 45cms; las vigas principales de sus encofrados son de una sección de 25cm. x 40cm. en el sentido X-X y una sección de 30cm x 60cm en el sentido del eje Y-Y; así como las vigas secundarias son de una sección de 20cm. x 20cm. en el sentido X-X e Y-Y.

Como losas se ha usado losas aligeradas de peralte de 20cm. Estas losas son unidireccionales, por otro lado, se usa una losa solida con un peralte de 18 cm. de espesor en la zona de la llegada de las escaleras, así como la zona del descanso de estas mismas.

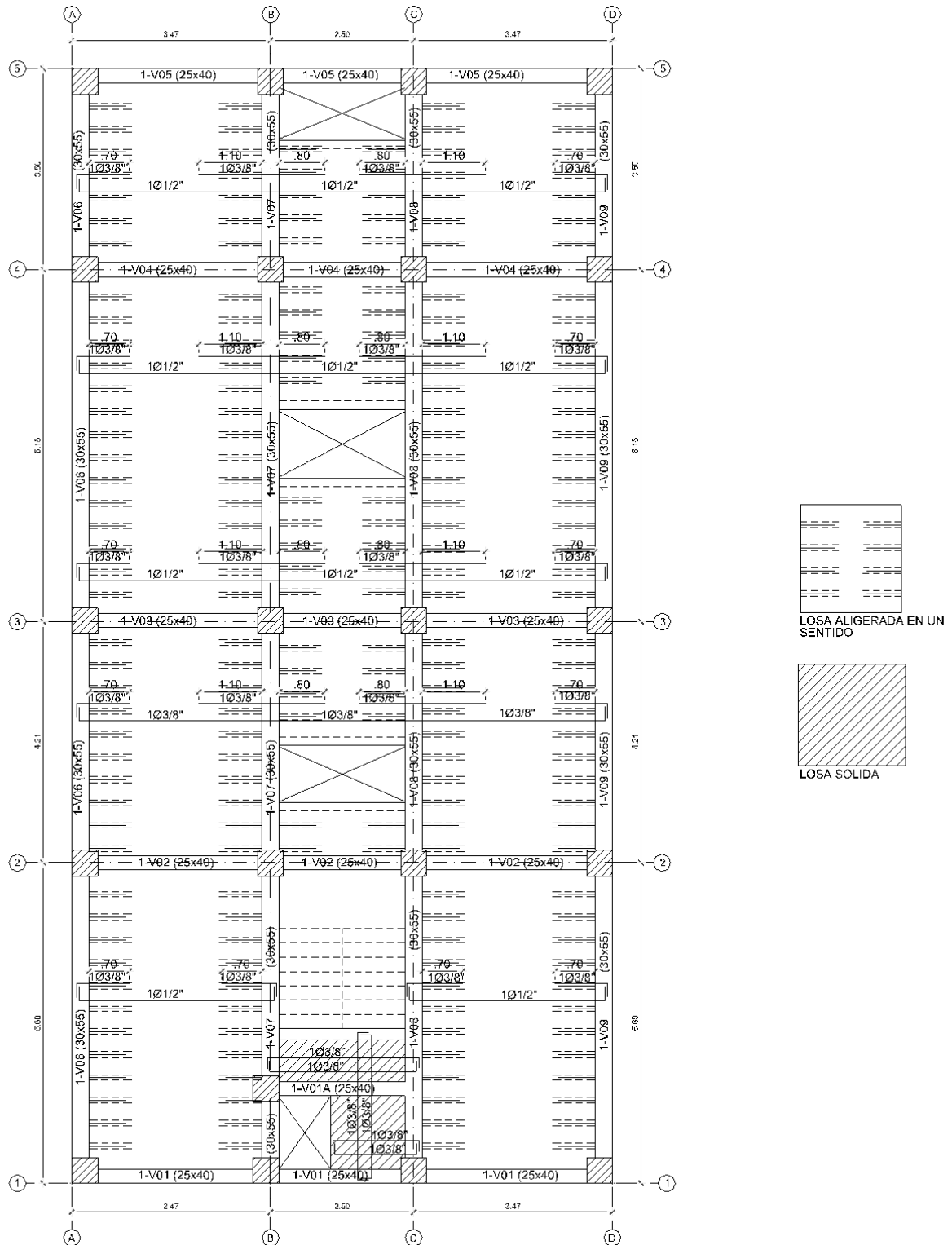


Figura. 3.2.6.1.1. Planta de encofrado (típico para todos los pisos), las sobrecargas usadas en sus encofrados son de 200 kgf./m² (Cuartos, baños, escaleras)

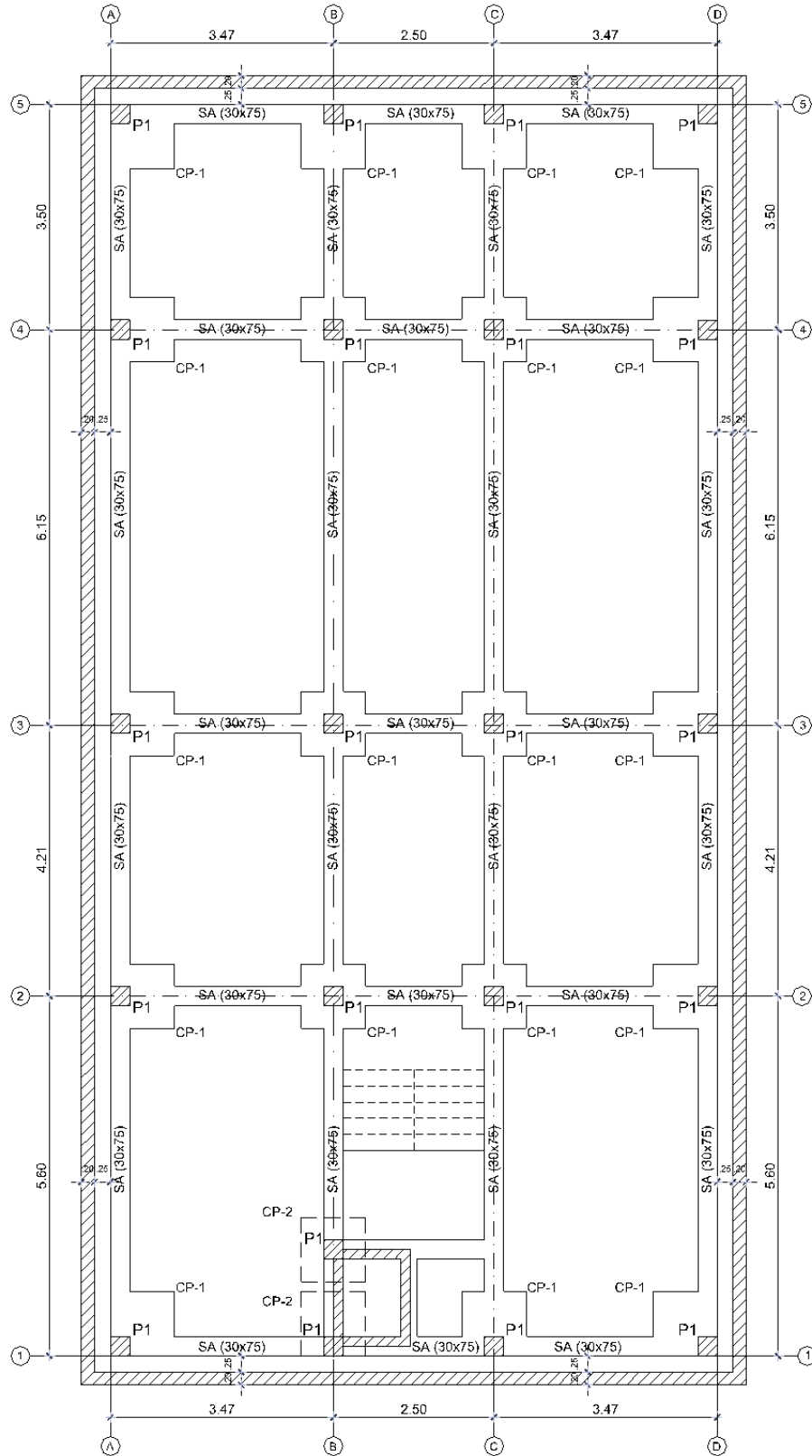


Figura 3.2.6.1.2. Planta Piso de Aislación

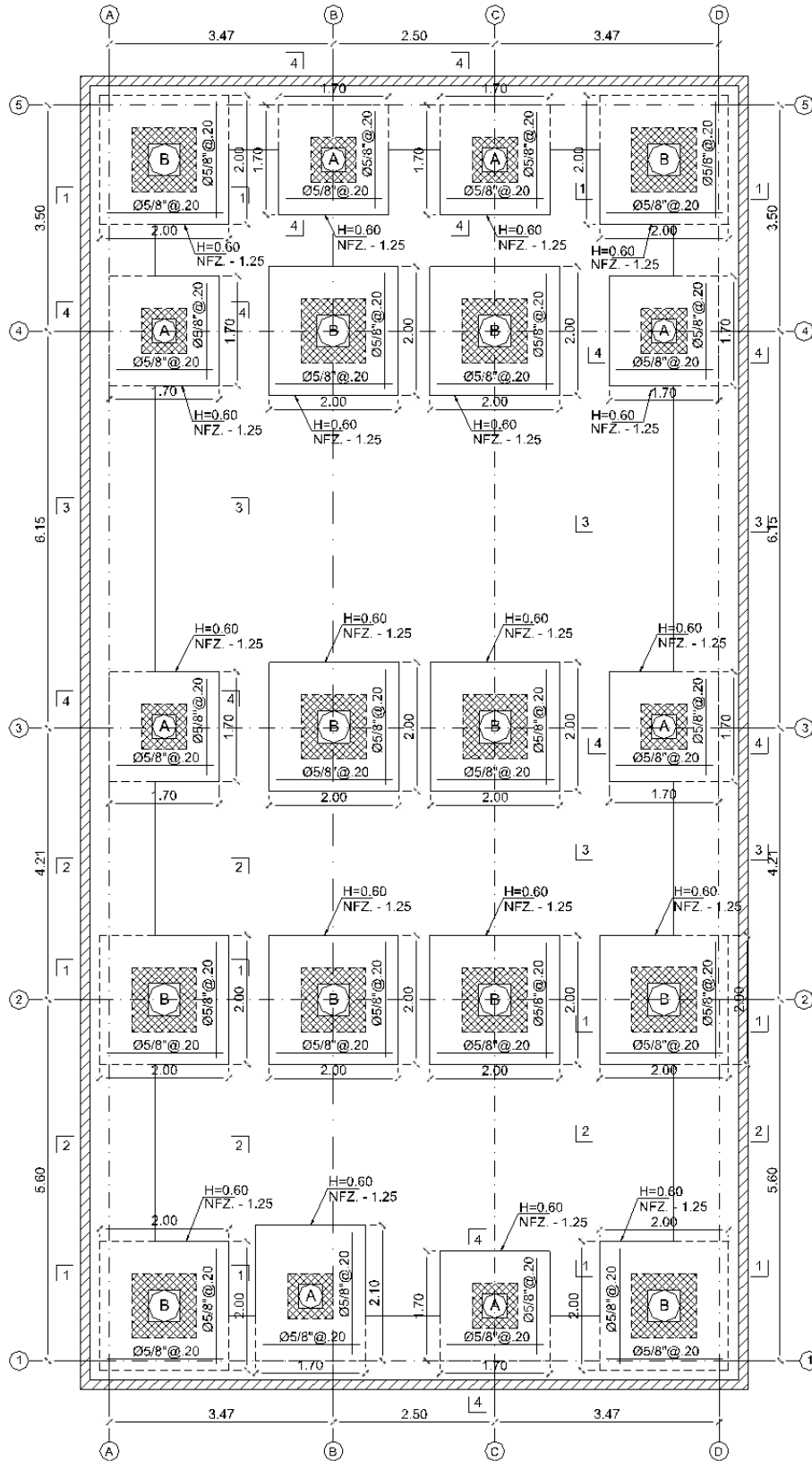


Figura 3.2.6.1.3. Planta de Cimentación

3.2.7 Predimensionamiento

El pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-060 de Concreto Armado y entre los Requisitos Arquitectónicos y de Ocupación. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

3.2.7.1 Predimensionamiento vigas peraltadas

Para pre dimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo, doceavo o catorceavo de la mayor luz libre entre apoyos. Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25 cm. Se recomienda no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga. Resumiendo:

$$h \geq l_n/10$$

$$h \geq l_n/12$$

h : Peralte de viga(m.)

Ln: Mayor luz libre entre apoyos(m).

Cálculos del Predimensionamiento de las vigas peraltadas

Descripción			h(m)			b(m)
C.A. f _c =210kg/cm ²	Nombre de viga	Luz Mayor Libre(m)	L/12	L/10	Elegido	<0.45xh
BLOCK 01	1-V8(30x60)	5.3	0.44	0.53	0.55	0.30
BLOCK 01	1-V1(25x40)	3.05	0.25	0.305	0.40	0.25

3.2.7.2 Predimensionamiento de columnas

Para estructuras con una densidad de placas adecuada, las columnas se dimensionan estimando la carga axial que van a soportar, para columnas

rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos en la dirección de menor espesor, por lo que se recomienda utilizar columnas con espesores mínimos de 25 cm.

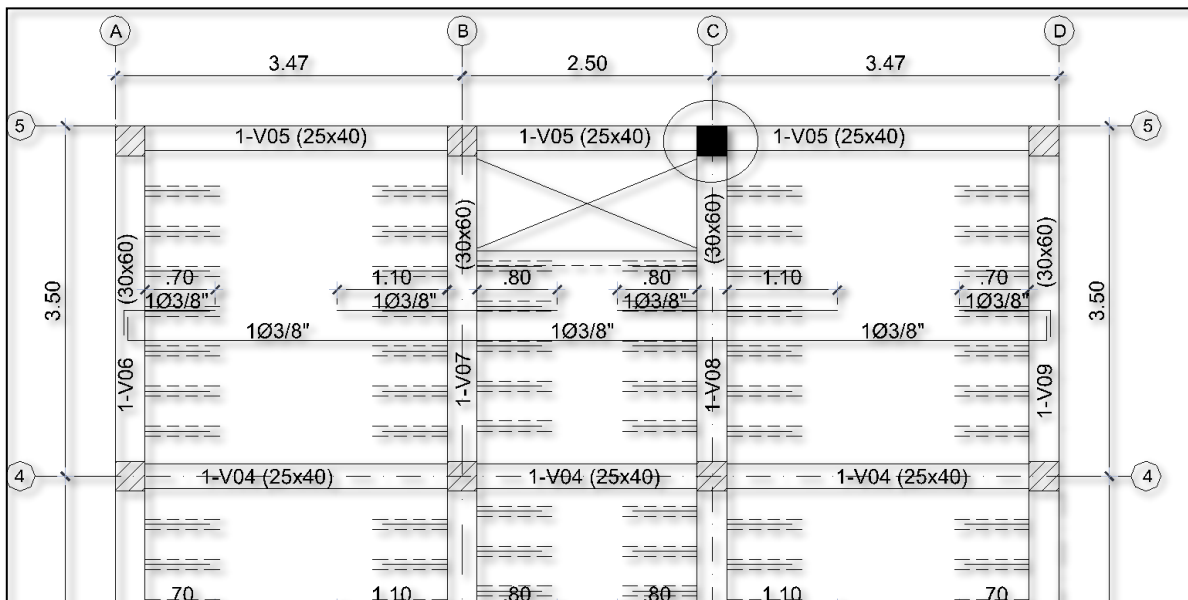
Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna interior} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Para el mismo tipo de edificios, el predimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores y esquineras se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de la columna exterior} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'c}$$

Teniendo en cuenta estos criterios se procede a determinar las dimensiones de la única columna en la edificación:



Primero determinamos la carga de servicio que afecta a la columna en cuestión, y para esto necesitamos conocer el área tributaria, así como la densidad superficial de peso de edificación estimada producto de la experiencia y la cantidad de pisos que sostendrá esta columna.

Propiedades del material

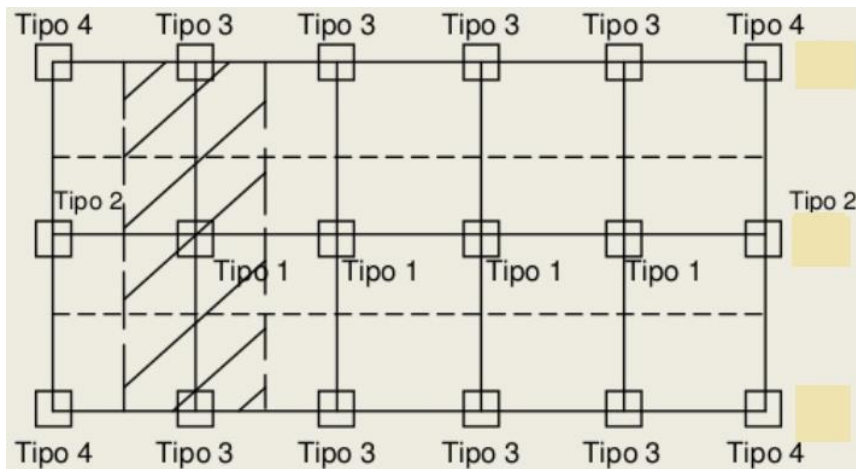
γ_c	= 2400.00 kg/m ³	Peso específico del C.A.
f'_c	= 210.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del Conc.
f_y	= 4200.00 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero

Categoría de la edificación

U	= Categoría "C"	Uso de la Edificación
P	= 1100.00 kg/m ²	Peso a Servicio

Para nuestro caso predimensionaremos la columna Tipo 1: Columna Centrada; columna más crítica.

- Tipo 1: Columnas Centradas
- Tipo 2 y 3: Columnas Excéntricas
- Tipo 4: Columnas Esquinadas



$P (P_D+P_L)$	= 1100.00 kg/m ²	Peso por nivel maximizada
N	= 8.00	Numero de niveles
A_t	= 9.00 m ²	Area tributaria
f'_c	= 210.00 kg/cm ²	Resistencia a la compresión
Ubicac.	= Columnas Centradas	

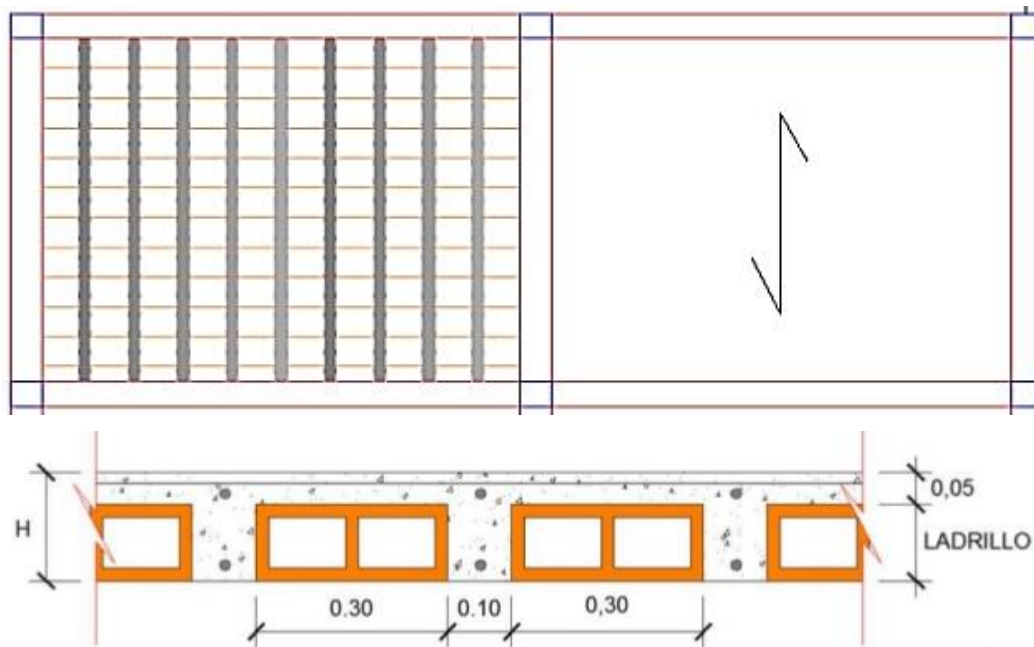
A	=	838.10 cm ²	Area de columna
L	=	28.95 cm	Dimension Columna Cuadrada
L1	=	30.00 cm	Lado 1 de columna
L2	=	30.00 cm	Lado 2 de columna

3.2.7.3 Predimensionamiento de losas

3.2.7.3.1 Predimensionamiento de losa aligerada

Para su predimensionamiento nos apoyamos en las recomendaciones de la norma E.060 Concreto Armado, considerando la losa aligerada como el conjunto de viguetas nervadas en un sentido, por el peralte o espesor de losa aligerada se podrá dimensionar de la manera siguiente:

La siguiente figura muestra la dirección de las viguetas, la cual esta dada por la Longitud mas corta.



H	=	L/25	Uso de la Edificación
L	=	3.32 m	Longitud del lado menor del paño
H _c	=	0.133 m	Peralte de Aligerado calculado
H _{asumido}	=	0.15 m	Peralte de Aligerado Asumido

Según norma E.060 (Para no verificar deflexiones)

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

L = 3.32 m Longitud del lado menor del paño

C.apoyo = Con un extremo continuo

Hcalculado = 0.179 m Peralte de Aligerado Calculado

Hasumido = **0.20 m** Peralte de Aligerado Asumido

3.2.7.4 Predimensionamiento de cimentación

Consiste en proporcionar dimensiones a la cimentación para que los esfuerzos transmitidos al suelo bajo cargas de servicio sean iguales o menores al admisible por el terreno, y para que, desde el punto de vista del concreto armado, la resistencia de los elementos a flexión, corte y punzonamiento) sea mayor a las sollicitaciones ultimas.

Para calcular los esfuerzos en el suelo σ es posible asumir una distribución lineal de presiones o una distribución uniforme.

Para trabajar con una distribución lineal de presiones en el suelo se puede hallar el valor de σ a una distancia y del centro de la zapata para la carga axial P, momento M, área de zapata A, e inercia I de la misma mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M1}{Iy}y \pm \frac{M2}{Ix}x$$

En el caso de asumir una distribución uniforme se trabaja siguiendo la ecuación de Meyerhoff que considera las dimensiones de la zapata B y L y la excentricidad e generada por el momento y la carga axial como se muestra:

$$\sigma = \frac{P}{2L\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

para el dimensionamiento de zapatas aisladas se trabaja con las cargas de gravedad y de sismo, ambas en servicio, que provienen del elemento vertical (columna o placa); además se utiliza, en este caso, la fórmula de Meyerhoff para hallar el valor de la presión actuante en el suelo.

Diseño por corte:

Para la presión amplificada ejercida por el suelo en la cimentación (restado el peso de la zapata) se debe definir el peralte de la zapata de modo que el concreto resista por sí solo los esfuerzos de corte y punzonamiento.

Se asume que el concreto resiste a fuerza cortante $V_u < \Phi V_c$ producida a una distancia d de ambas caras de la columna teniendo en cuenta la ecuación que representa dicha resistencia:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b x d$$

El valor del peralte efectivo d en el caso de zapatas se toma como $h = 7.00 \text{ cm}$.

Longitudes de anclaje

La norma E0.60 Concreto Armado especifica longitudes mínimas de anclaje tanto en compresión como en tracción.

Desarrollo de las barras corrugadas sujetas a compresión:

Se verificará que las longitudes de desarrollo L_d , sean mayores a:

$$l_d = \frac{0.08 x d b x f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = 0.004 x d b x f_y$$

Para nuestro caso dependiendo de la cuantía y diámetro de refuerzo que proviene de las columnas evaluaremos la longitud de desarrollo por compresión, en nuestro

caso los diámetros de varilla que provienen de la columna son de 5/8" por tanto la longitud mínima de anclaje por compresión será de:

$$l_d = \frac{0.08 \times 2.54 \times 5/8 \times 4200}{\sqrt{210}}$$

$$l_d = 36.78 \text{ cm}$$

El peralte efectivo tendría que ser de 40 cm y como peralte total aumentamos el recubrimiento que este caso debe ser mínimo 7cm, para nuestro proyecto consideraremos 10cm de recubrimiento.

Por tanto, el peralte final sería 40+10=50cm., no obstante, por seguridad daremos 10cm más de peralte obteniendo como resultado final un peralte de 60cm para zapata.

Peralte final para zapata aislada (H)= 50cm

3.2.8 Metrado de cargas

En este capítulo, se mostrará el cálculo de las cargas de gravedad que se aplican a la estructura. Las cargas de gravedad son la Carga Muerta y la Carga Viva.

Como regla general, al metrar cargas se debe pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas que la soportan, luego estas vigas al apoyarse sobre las columnas, le transfieren su carga, posteriormente las columnas transfieren las cargas hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas, finalmente las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

El metrado se hará mediante el método de área tributaria o zonas de influencia separando la carga muerta de la carga viva. Los valores de cargas y pesos unitarios a usar son los siguientes y han sido tomados de la NTE E.020 de Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.



Pesos Unitarios		
Losa aligerada h=0.20	300.00	kg/m ²
Losa solida h=0.20	480.00	kg/m ²
Acabados	150.00	kg/m ²
Tabiqueria	150.00	kg/m ²

Sobrecargas		
Cuartos	200.00	kgf./m ²
Baños	200.00	kgf./m ²
Corredores y escaleras	200.00	kgf./m ²

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS No linear v.9.7.2 elaborado por Computers and Estructures Inc. Y permite colocar las cargas de gravedad y definir la carga sísmica. Adicionalmente al colocar las dimensiones de los elementos y definir la densidad del concreto como parámetro nos permite modelar de una manera muy cercana a la realidad estos elementos.

Como ejemplo se muestran a continuación la forma como se colocaron las cargas muertas y vivas en las losas con el programa ETABS 9.7.2. Este programa reparte las cargas colocadas sobre los elementos estructurales horizontales en los diferentes pabellones.

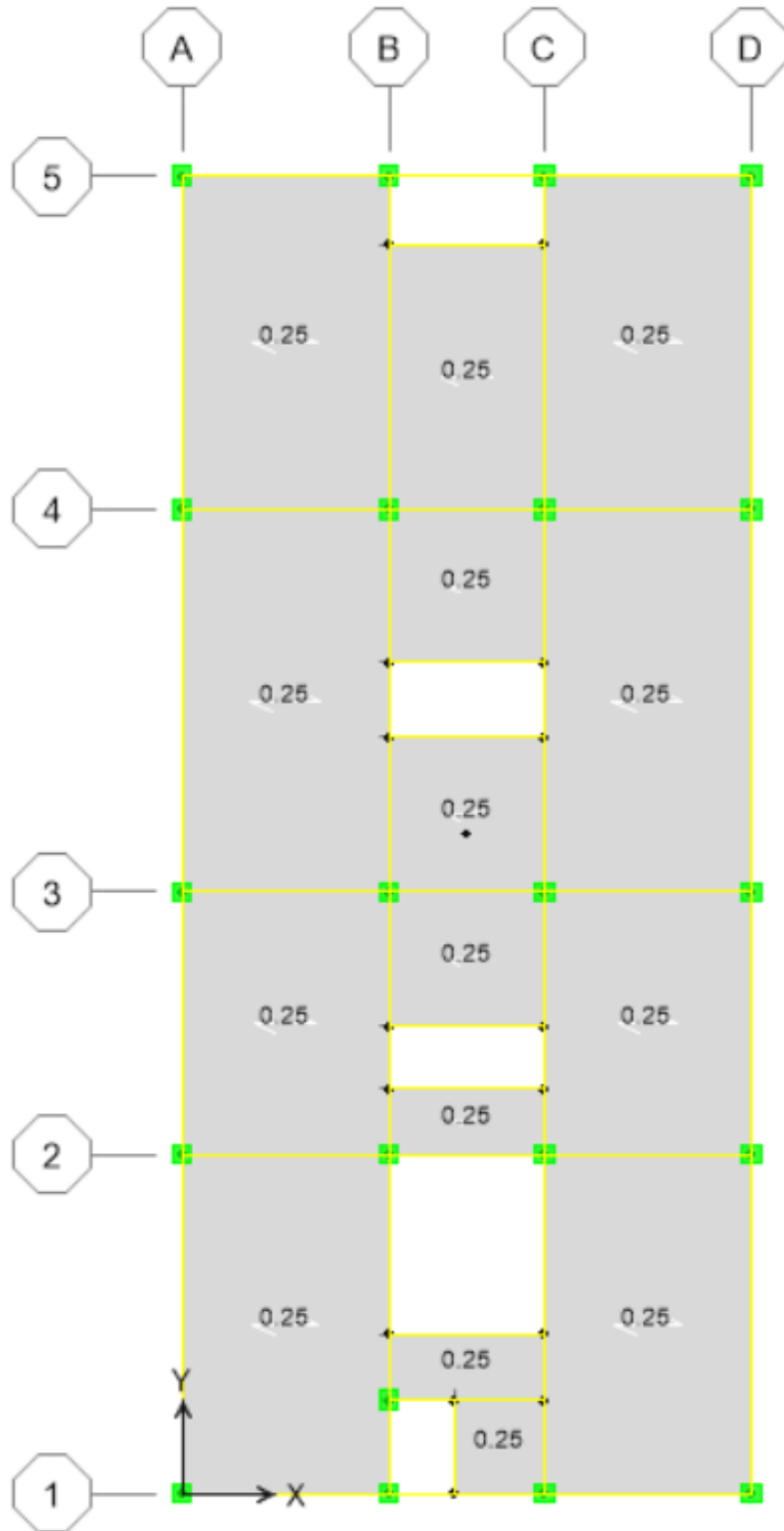


Figura 3.2.8.1. Carga Muerta (DEAD) de 250 kgf/m²

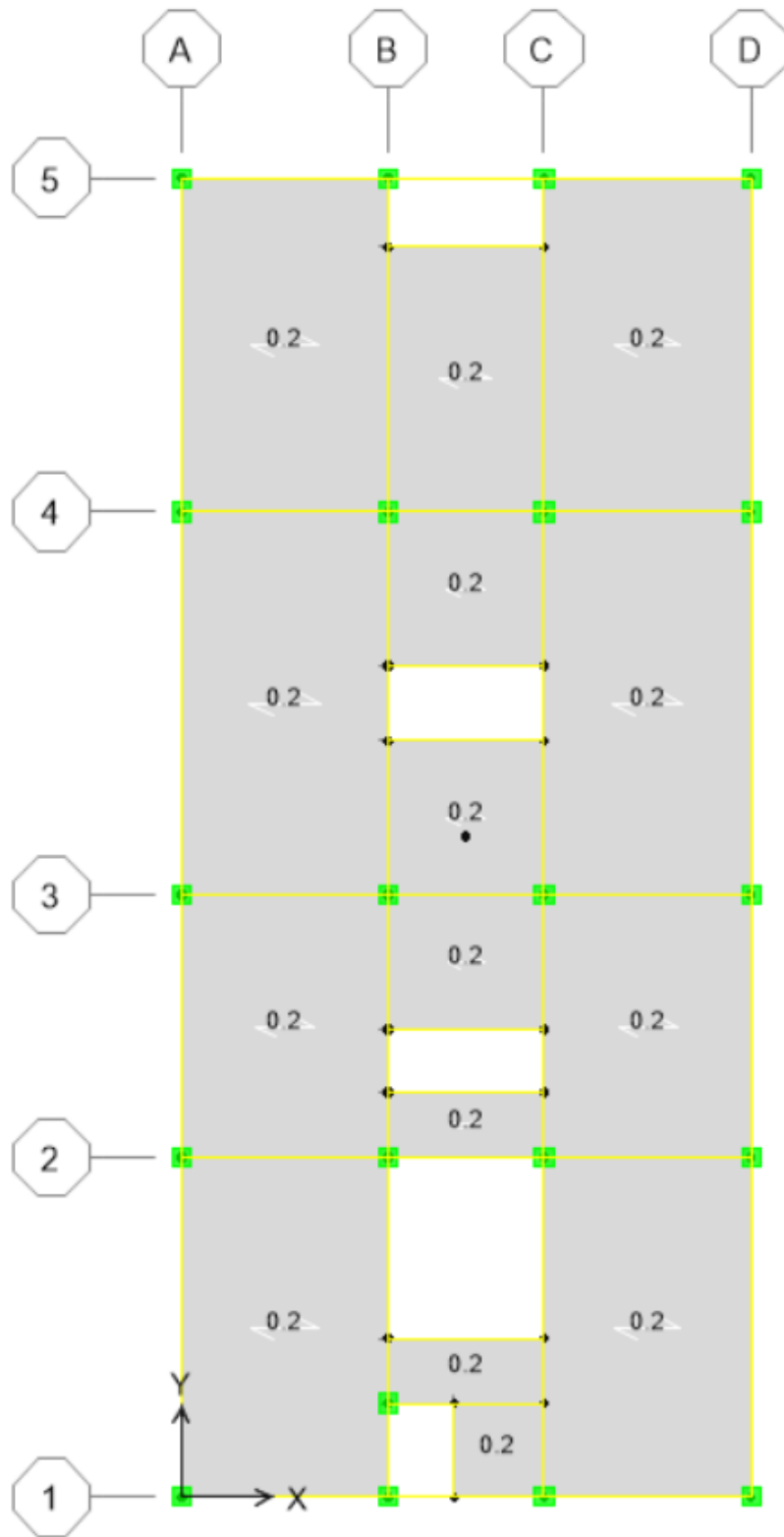


Figura 3.2.8.2. Carga Viva (LIVE) de 200 kgf/m²

3.2.9 Normas y características del sistema de aislamiento

3.2.9.1 Norma usada para el diseño del sistema de aislamiento

- Norma Americana ASCE/SEI 7-2010
- Capitulo 17-Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures.
- AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

Se tomó como referencia bibliográfica para el diseño del sistema de aislamiento el libro de Fazard Naeim and James Kelly “Desgin of seismic isolated structures”.

3.2.9.2 Características del sistema de aislamiento

Nivel de Aislamiento: El proyecto presenta 1 nivel de aislamiento.

Tipo de dispositivo a usar: El sistema de aislamiento diseñado está conformado por aisladores elastoméricos de caucho natural con núcleo de plomo. No se acepta el uso de otro tipo de dispositivo.

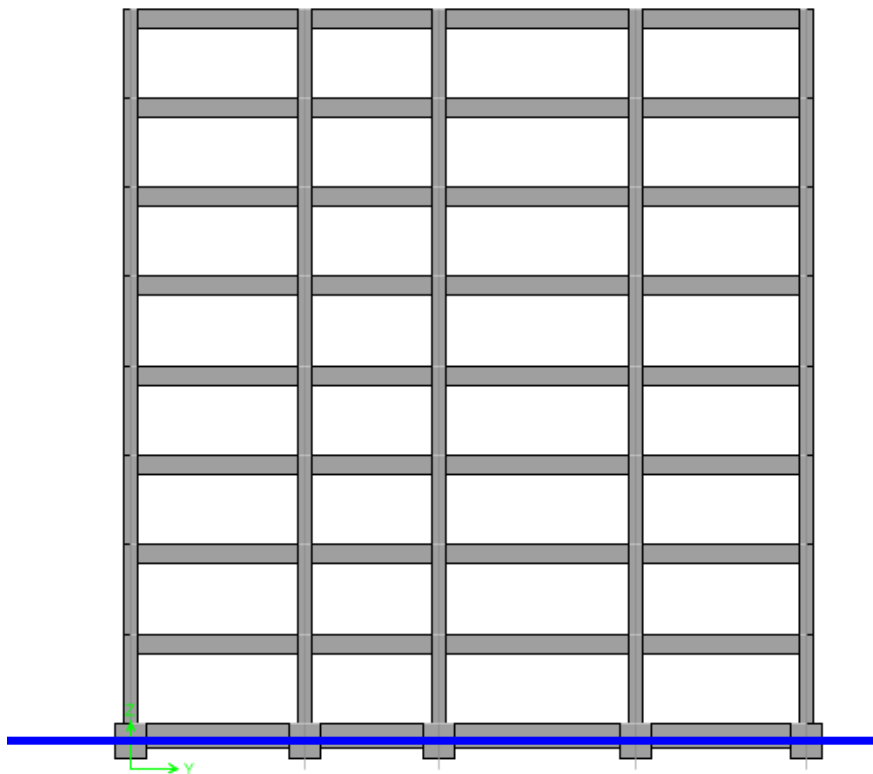


Figura 3.24.2.2.1. Corte de nivel de Aislamiento (línea azul)

Aisladores: El edificio presenta 12 aisladores tipo elastoméricos de caucho natural con núcleo de plomo de nomenclatura LRB B.

Deslizadores: El sistema está conformado por 8 deslizadores de fricción Slider A.

Tipo	Cantidad
Slider A	8
LRB B	12

3.2.10 Análisis y diseño del sistema de aislamiento

3.2.10.1 Parámetros sísmicos para el diseño

- Zona sísmica (Z): Zona sísmica 4, $Z= 0.45$
- Tipo de suelo: Suelo tipo 1 (S1), $S=1.00$
- $T_p = 0.40$ seg., $T_I = 2.50$ seg.
- Categoría de edificación esencial, $U=1$

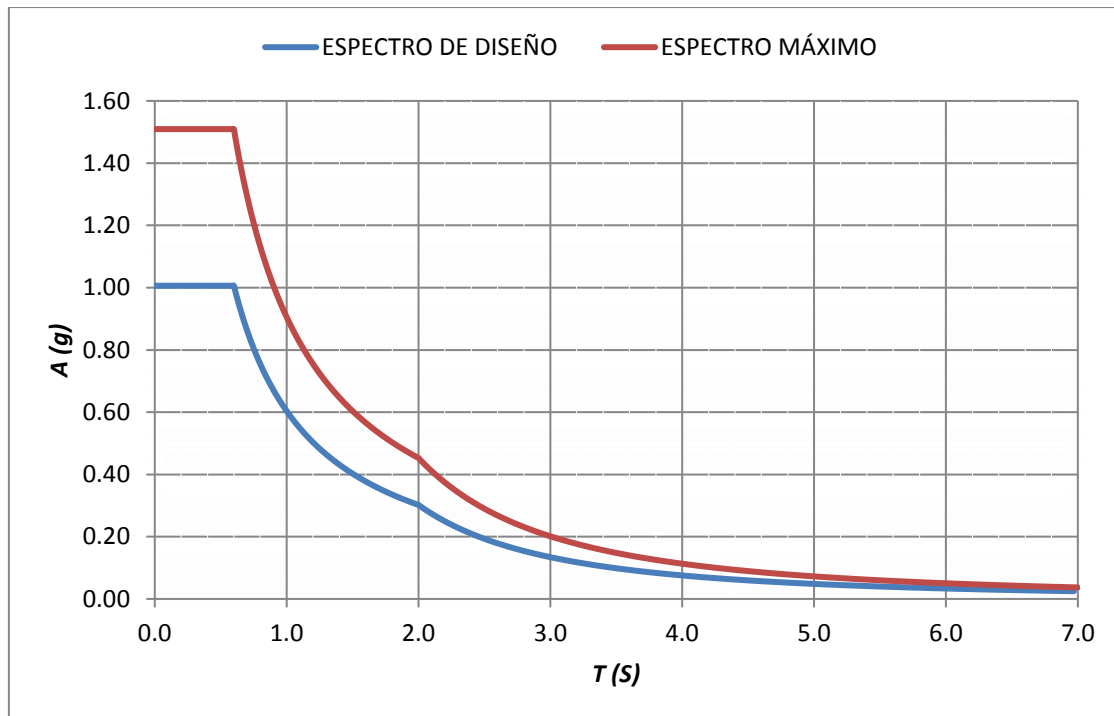


Figura 3.25.1.1. Espectro de Diseño y Espectro Máximo ($R=1$)

3.2.10.2 Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño consiste en un proceso iterativo donde se varían las propiedades dinámicas y geométricas de los aisladores y deslizadores, además de la distribución de los elementos, con la finalidad de llegar al desempeño esperado, (control de derivas de entrepiso, disminuir las aceleraciones de la estructura, reducción de esfuerzos en los elementos estructurales).

Para el análisis y diseño del sistema de aislamiento y el resto de la estructura, se consideran dos sismos, uno que es el sismo de Diseño, y el otro que es el sismo Máximo. La aceleración que presenta el sismo Máximo es 1.5 veces la aceleración del sismo de Diseño, de acuerdo a la norma Americana ASCE/SEI 7-2010.

En primer lugar se establecen el periodo y amortiguamiento objetivo de la estructura aislada, luego se procede a calcular el desplazamiento para los sismos de diseño y sismo máximo, empleando el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente, dado en el capítulo 17 de la norma Americana ASCE/SEI 7-2010. Se hace uso de las siguientes fórmulas para el cálculo del desplazamiento y desplazamiento total, considerando la excentricidad del sistema de aislamiento.

$$\Delta = \frac{S_a * T^2 * g}{4 * \pi^2 * \beta}$$

Donde:

Δ : Desplazamiento de la estructura aislada.

S_a : Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento.

T : Periodo objetivo del sistema de aislamiento.

β : Coeficiente de amortiguamiento, que depende del amortiguamiento objetivo de la estructura aislada. Ver tabla 01

g : Gravedad.

$$\Delta_T = \Delta * \left[1 + y * \frac{12 * e}{(b^2 + d^2)} \right]$$

Donde:

Δ : Desplazamiento de la estructura aislada.

Δ_T : Desplazamiento total de la estructura aislada, considerando excentricidad accidental.

y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento más distante.

e : Excentricidad accidental, considerada como el 5% del lado perpendicular al sismo en análisis.

b y d : Dimensiones en planta de la estructura.

Amortiguamiento Efectivo B (%)	Coefficiente de amortiguamiento β
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Tabla 3.25.2.1 Coeficiente de amortiguamiento.

Luego de obtener los parámetros objetivos iniciales, se procede a calcular los parámetros geométricos y dinámicos de los aisladores, deslizadores y del sistema de aislamiento sísmico.

A continuación, se realiza un análisis dinámico espectral, introduciendo las propiedades dinámicas de aisladores y deslizadores. Los resultados obtenidos tendrán que cubrir las tolerancias máximas de desplazamiento de entrepiso, eliminar torsiones en planta y tracciones en los elementos del sistema de aislamiento.

Al finalizar todo el procedimiento se espera conseguir que los parámetros objetivos planteados iniciales cumplen con el desempeño esperado para la estructura, de no ser así, se plantea otra solución, haciendo variar las propiedades y distribución de los elementos del sistema de aislamiento.

3.2.10.3 Parámetros iniciales de la estructura aislada

3.2.10.3.1 Parámetros objetivos

- Periodo objetivo Sismo de Diseño: $TD=2.14$ seg.
- Amortiguamiento objetivo Sismo de Diseño: $BD=26.15\%$

- Periodo objetivo Sismo Máximo: $T_M=2.37$ seg.
- Amortiguamiento objetivo Sismo Máximo: $BM=17.64\%$

3.2.10.3.2 Desplazamientos

- Desplazamiento de Diseño (DD): $DD= 150$ mm
- Desplazamiento total de Diseño (DTD): $DTD= 170$ mm
- Desplazamiento Máximo (DM): $DM= 270$ mm
- Desplazamiento Máximo Total (DTM): $DTM= 300$ mm

Estos son resultados del análisis dinámico espectral.

Distribución de elementos, ubicación del centro de masa y rigidez del sistema de aislamiento:

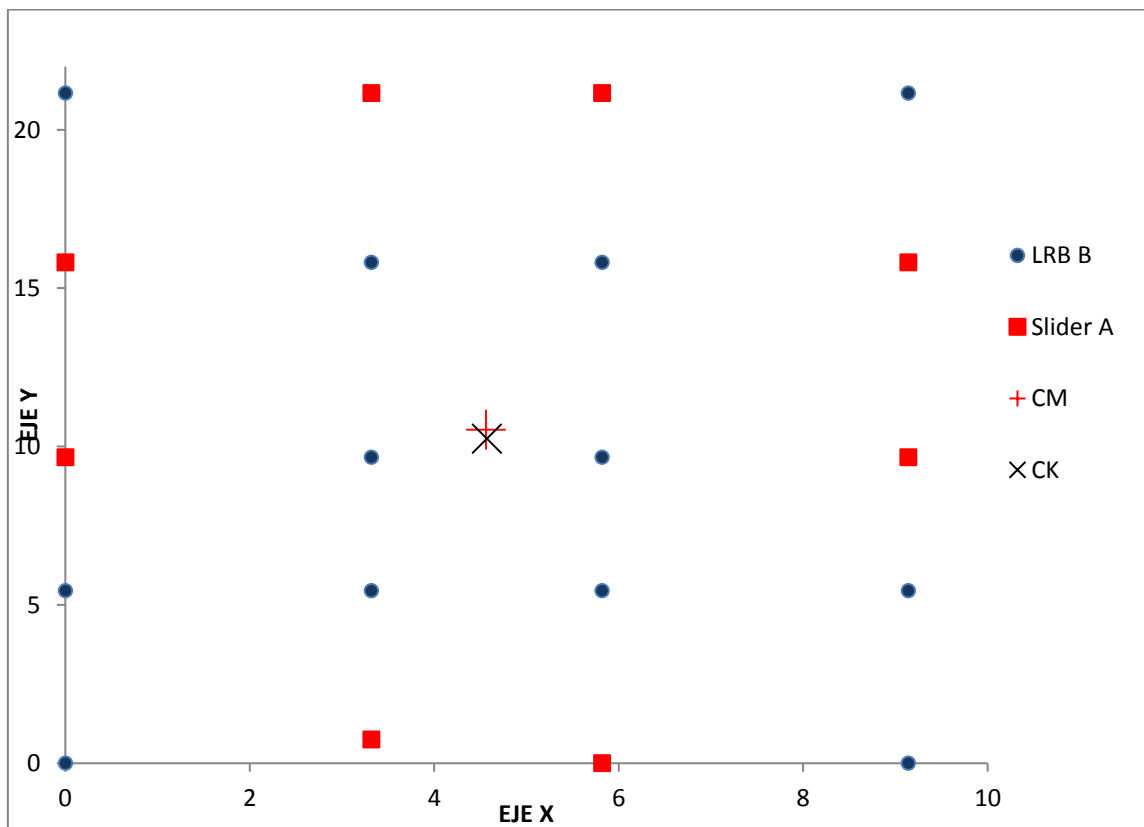


Figura 3.25.3.3.1. Esquema de distribución de Aisladores y deslizadores.

3.2.10.4 Propiedades geométricas y dinámicas de aisladores

Las propiedades de los aisladores son valores que cambian de acuerdo a los ciclos de iteración en el proceso de diseño. En las siguientes imágenes se muestran los detalles de un aislador sísmico.

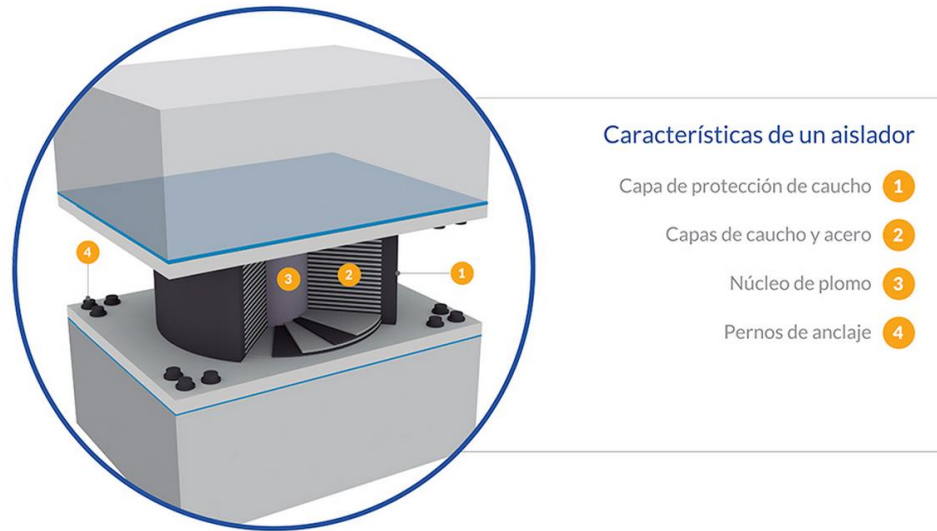


Figura 3.25.4.1. Partes de un Aislador sísmico

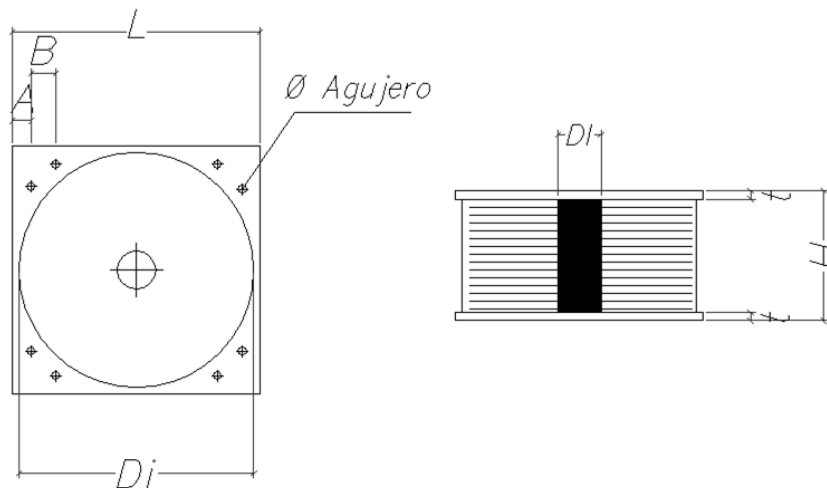


Figura 3.25.4.2. Propiedades geométricas del Aislador.

3.2.10.4.1 Propiedades geométricas

3.2.10.4.1.1 Aisladores

DIÁMETRO

El diámetro de los aisladores sísmicos, depende de la carga axial que soportará, tanto para el estado de desplazamiento cero como para el desplazamiento total máximo.

El diámetro asumido después de las iteraciones realizadas es:

Tipo	Diámetro (m)
LRB B	0.60

ALTURA

El aislador sísmico, de tipo elastomérico, presenta capas de caucho con acero, intercalados, como se presentó en imágenes anteriores. Para el cálculo de las propiedades dinámicas del aislador se hace uso de la altura solo del caucho.

La altura asumida después de las iteraciones realizadas es:

Tipo	Altura solo caucho (m)
LRB B	0.14

DIÁMETRO DE PLOMO

El diámetro de plomo aporta amortiguamiento y rigidez al aislador y a todo el sistema de aislamiento, permitiendo así el retorno de la estructura a su estado normal después de un evento sísmico. Este parámetro varía de acuerdo a las propiedades dinámicas a las que se deseen llegar. El núcleo de plomo debe ser mayor al 15% del diámetro del aislador, esto para que el núcleo se deforme solo por corte y pueda desarrollar su fluencia sin fallar.

El diámetro de plomo asumido para el aislador después de las iteraciones realizadas es:

Tipo	Diámetro de plomo (cm)
LRB B	0.065

3.2.10.4.2 Propiedades dinámicas

3.2.10.4.2.1 Aisladores

Las propiedades dinámicas del aislador LRB se pueden mostrar en el gráfico de comportamiento debido a fuerza-desplazamiento (fig. 06)

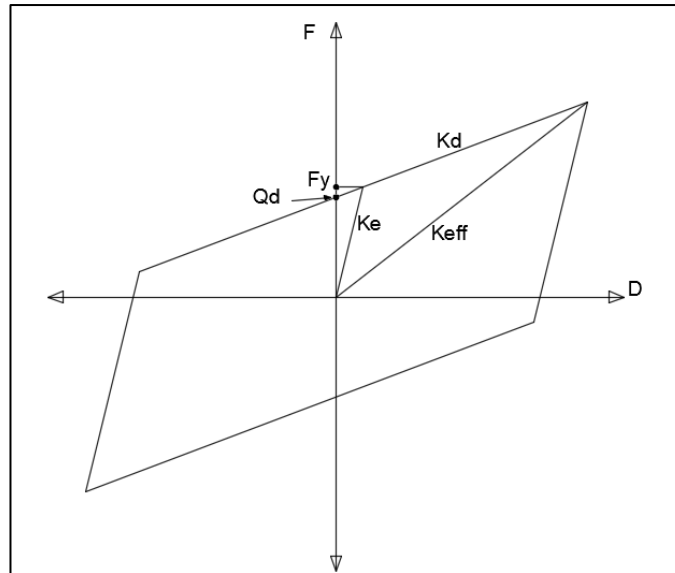


Figura 3.2.10.4.2.1.1. Curva de Histéresis del aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

RIGIDEZ POS-FLUENCIA (Kd)

Rigidez que aporta el caucho del aislador, presente para desplazamientos mayores a D_y (desplazamiento de fluencia).

$$K_d = \frac{G * A_e}{hc}$$

Donde:

K_d : Rigidez pos-fluencia.

G : Modulo de corte del caucho natural, puede variar entre 45-125 psi. En el proyecto se tomó 38.75 tn/m².

A_e : Área en planta del caucho.

hc : Altura total del caucho.

Obteniéndose:

Tipo	$K_d \text{ tn/m}$
LRB B	77.34

RIGIDEZ INICIAL (K_e)

Rigidez presente para desplazamiento menores al de fluencia (D_y)

$$K_e = 10 * K_d$$

Tipo	$K_e \text{ tn/m}$
LRB B	773.41

FUERZA DE HISTERESIS (Q_d)

Valor de fuerza que interseca a la curva del loop histeretico al eje de ordenadas.

$$Q_d = \sigma_y * A_p$$

Donde:

Q_d : Fuerza histeretica.

σ_y : Esfuerzo de fluencia del plomo, puede variar entre 670-1510 tn/m². Para este proyecto se usó 810 tn/m².

A_p : Área de corte del plomo.

Obteniéndose:

Tipo	$Q_d \text{ tn}$
LRB B	2.69

FUERZA DE FLUENCIA (F_y)

Fuerza máxima que presenta el aislador para un estado de rigidez inicial.

$$F_y = \frac{Q_d * K_e}{K_e - K_d}$$

Obteniéndose:

Tipo	$F_y \text{ tn}$
LRB B	2.99

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA (Δ_y)

Desplazamiento máximo al estado de rigidez inicial.

$$\Delta_Y = \frac{F_y}{K_e}$$

Obteniéndose:

Tipo	Δ_Y m
LRB B	0.004

RIGIDEZ EFECTIVA (K_{eff})

Rigidez resultante para el loop histéretico.

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{\Delta} = \frac{Q_d + K_d * \Delta}{\Delta}$$

Donde:

F_{max} : Fuerza para el máximo desplazamiento.

Δ : Desplazamiento del sistema estructural que varía de acuerdo al sismo en análisis, toma valores para sismo de diseño y sismo máximo.

Obteniéndose:

Tipo	$K_{eff D}$ tn/m	$K_{eff M}$ tn/m
LRB B	94.91	87.30

ENERGIA DISIPADA POR CICLO (EDC)

Calculado como el área del loop histéretico, para el desplazamiento de diseño y máximo.

$$EDC = 4 * Q_d * (\Delta - \Delta_Y)$$

Obteniéndose:

Tipo	$EDC - D$ tn.m	$EDC - M$ tn.m
LRB B	1.6	2.86

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Amortiguamiento del aislador sísmico, obtenido para sismo máximo y diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{EDC}{K_{eff} * \Delta^2} \right)$$

Obteniéndose:

Tipo	β_{effD} %	β_{effM} %
LRB B	11	7

Cargas de gravedad en servicio y máxima en los aisladores:

Dispositivo	CM (ton)	CV (ton)	M=CM+50%CV	Pmax (ton)
L22	72	11	77	167
L25	54	9	59	155
L26	67	12	73	143
L27	67	12	73	143
L28	55	9	59	155
L29	90	17	98	214
L30	117	25	130	204
L31	117	25	130	204
L32	90	17	99	214
L33	84	16	92	199
L34	108	22	119	189
L35	108	22	119	190
L36	85	16	93	201
L37	77	14	84	187
L38	89	16	97	157
L39	92	17	100	166



L40	78	14	85	187
L41	56	8	60	160
L42	54	8	58	154
L44	87	13	93	173

CAPACIDAD AXIAL DEL AISLADOR SÍSMICO

Se calcula el factor de seguridad del aislador cuando está en deformación cero y también para deformación Total máxima (DTM).

Capacidad por volteo:

$$P_{crit} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} * G * S * \frac{B}{T_r} * A_r / FS$$

Donde:

- Pcrit: Carga axial máxima a soportar por pandeo crítico.
- G: Modulo de corte del caucho natural.
- S: Factor de forma del aislador.
- B: Diámetro efectivo del aislador, sin cobertura de caucho.
- Ar: Área efectiva del aislador, sin considera la cobertura exterior de caucho. Esta es un área reducida por efecto de la deformación.
- Tr: Altura total del caucho.
- FS=3 para condiciones sin deformar e igual a 1.1 para DTM.

El área efectiva debe ser calculada como:

$$A_r = \frac{B^2}{4} (\delta - \sin \delta)$$
$$\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{d_t}{B} \right)$$

Donde B es el diámetro efectivo y dt es el desplazamiento total Máximo (DTM).

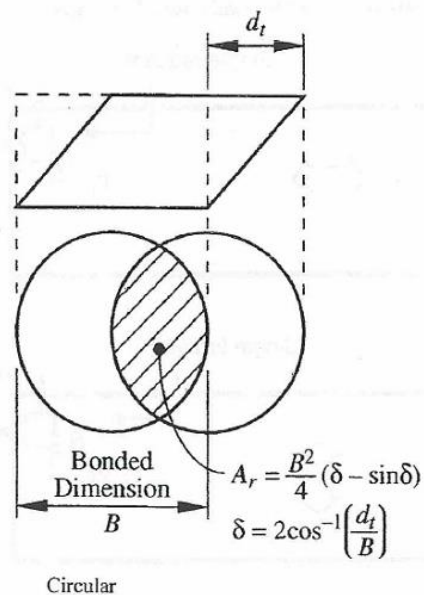


Figura 3.2.10.4.2.1.2. Vista en planta y elevación de la reducción del área del aislador debido a DTM.

Factor de Forma (S)

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} * (B^2 - Dp^2)}{\pi * B * t_i}$$

Reducción de área del aislador a condición deformada

Cuando el aislador se deforma el área que recibe la carga axial se reduce, esta reducción depende del diámetro del aislador y de la deformación a la que será sometido. Para efectos de verificación del porcentaje de reducción se puede usar la siguiente formula:

$$R(\Delta) = 2 * \frac{B^2 * \text{Arcsen}\left(\frac{\sqrt{B^2 - \Delta^2}}{B}\right) - \Delta * \sqrt{B^2 - \Delta^2}}{\pi * B^2}$$

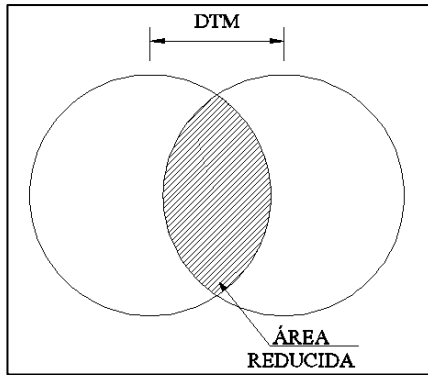


Figura 3.2.10.4.2.1.3. Vista en planta de la reducción del área del aislador debido a DTM.

Capacidad por deformación por compresión

El aislador presenta 3 deformaciones:

-Deformación por corte:

$$\gamma_{\Delta} = \frac{\Delta}{T_r}$$

Esta deformación deberá ser limitada a 250%, para evitar la concentración de deformaciones por corte.

-Deformación angular:

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375^2 * \theta}{t_i * T_r}$$

Donde:

θ : Deformación angular

T_r : Altura total del caucho ($N * t_i$)

-Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{6 * P_c * G * S * R}{E_c * A_b}$$

Donde:

E_c : Modulo de compresión del aislador

Módulo de compresión del aislador

$$E_c = E_0(1 + 2 * 0.85 * S^2)$$

$$E_0 = 4 * G$$

Para los 3 diferentes niveles de deformaciones se debe cumplir:

$$\gamma_{\Delta} + 0.5 * \gamma_{\theta} + \gamma_C \leq 6.0$$

Se considera que el caucho natural tiene una deformación máxima de rotura de 600% como mínimo.

Para verificar la capacidad axial se consideran los siguientes factores de seguridad:

$$FS_{\Delta=0} = 3.00$$

$$FS_{\min_{\Delta=DTM}} = 1.10$$

Se debe tener en cuenta que los aisladores no deberán ser esforzados axialmente en exceso, se debe verificar que tenga como máxima presión axial de 17 Mpa en un área de diámetro B. Esta consideración se basa en que aisladores esforzados en exceso no presentan un comportamiento histeretico esperado.

VERIFICACIÓN PARA DESPLAZAMIENTO CERO (0.00 m)

Se consideró:

$$N=20$$

$$t_i=0.007 \text{ m}$$

$$S=19.80$$

$$B=0.56 \text{ m}$$

$$\theta = 0.0 \text{ rad}$$

$$R=1$$

Tipo	Cap. Volt. (ton)	Cap. Comp. (ton)	Cap. Perm. (ton)	P max. (ton)	Fs	Condición Fs ≥ 3.0
LRB B	848.14	1295.66	848.14	130	6.52	OK

VERIFICACIÓN PARA DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO (DTM)

Se consideró:

Tipo	Ar(m ²)	Θ (rad)	DTM (m)	Cap. Volt. (ton)	P max. (ton)	F _s	Condición F _s ≥ 1.1
LRB B	0.08	0.03	0.30	300.29	214	1.4	OK

3.2.10.4.2.2 Deslizadores

Los deslizadores (Slider A) son elementos que acompañan el movimiento de los aisladores, su desplazamiento es similar al de los aisladores.

Los deslizadores de fricción simple están conformados por dos partes, una plancha de acero liso y un teflón de PTFE (Politetrafluoretileno), estos se deslizan entre sí durante el movimiento sísmico disipando energía a través del calor originado por la fricción.

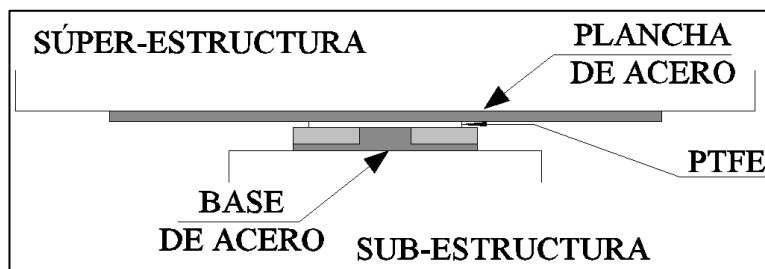


Figura 3.2.10.4.2.2.1. Deslizador de fricción.

Su comportamiento depende de su coeficiente de fricción que presenta el material, en este caso PTFE y no caucho. No presenta rigidez secundaria ni rigidez inicial solo rigidez efectiva.

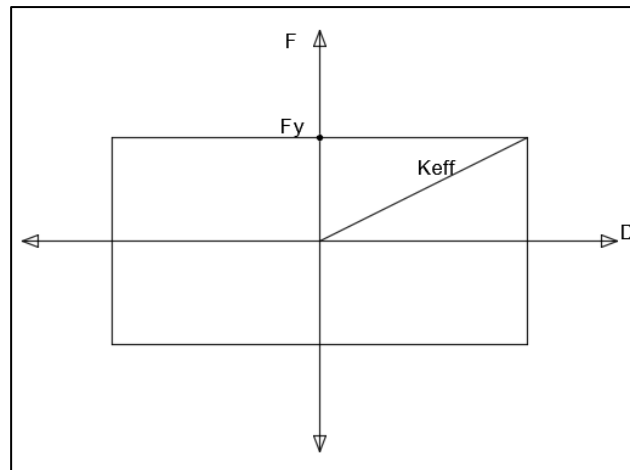


Figura 3.2.10.4.2.2.2. Comportamiento Histeretico de deslizadores PTFE (Slider A)

FUERZA DE “FLUENCIA” F_y

Define la curva de Histeresis

$$F_y = \mu * N$$

Donde:

μ : Coeficiente de fricción.

N : Fuerza normal en el deslizador, promedio de CM+0.5CV.

Tipo	Slider A
μ	0.095
N (ton)	87.06
F_y (ton)	8.27

RIGIDEZ EFECTIVA

Rigidez evaluada para sismo máximo y de diseño

$$K_{eff} = \frac{\mu * N}{\Delta}$$

Tipo	Slider A
K eff D (ton/m)	54.06
K eff M (ton/m)	30.63

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Amortiguamiento aportado al sistema de aislamiento, evaluado para sismo máximo y de diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} - \left(\frac{\mu * N}{\pi * \Delta * K_e} \right)$$

$$\beta_{effD} = 64\%$$

$$\beta_{effM} = 64\%$$

3.2.10.4.3 Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento

RIGIDEZ EFECTIVA

Suma del aporte de cada elemento

$$\Sigma(K_{effD}) = 1571.42 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma(K_{effM}) = 1292.64 \text{ tn/m}$$

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Cuenta el aporte de los elementos en amortiguamiento.

$$\beta_{effD} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{EDC_T}{\Sigma K_{effD} * \Delta^2} \right)$$

$$\beta_{effD} = 26.15 \%$$

$$\beta_{effM} = 17.64 \%$$

3.2.10.5 Análisis dinámico

Se realizó un análisis dinámico espectral haciendo uso del programa Etabs 9.7.4, se introdujo el espectro de diseño (Fig. 02), se aplicó casos de sismo en las 2 direcciones principales, en cada caso se consideró el 100% en la dirección principal y el 30% en la dirección secundaria.

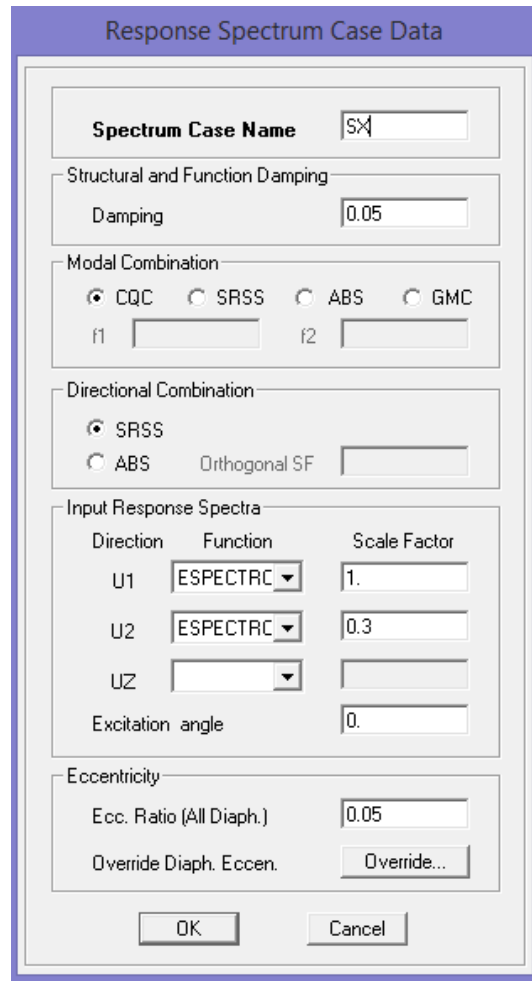


Figura 3.2.10.5.1. Definición del caso de carga de sismo.

Para el análisis lineal dinámico espectral se introducen los valores de rigidez efectiva y el coeficiente de amortiguamiento del aislador y deslizador.

Para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento horizontal se usa la siguiente formula:

$$C = \frac{EDC * T}{2\pi^2 * D^2}$$

Donde:

EDC: Energía disipada por ciclo

T: Periodo objetivo de la estructura.

D: Desplazamiento del sistema de aislamiento.

Aislador LRB B		
	Sismo Diseño	Sismo Máximo
C (tn.seg/m)	7.43	4.71
Deslizador Slider A		
	Sismo Diseño	Sismo Máximo
C (tn.seg/m)	54.06	30.63

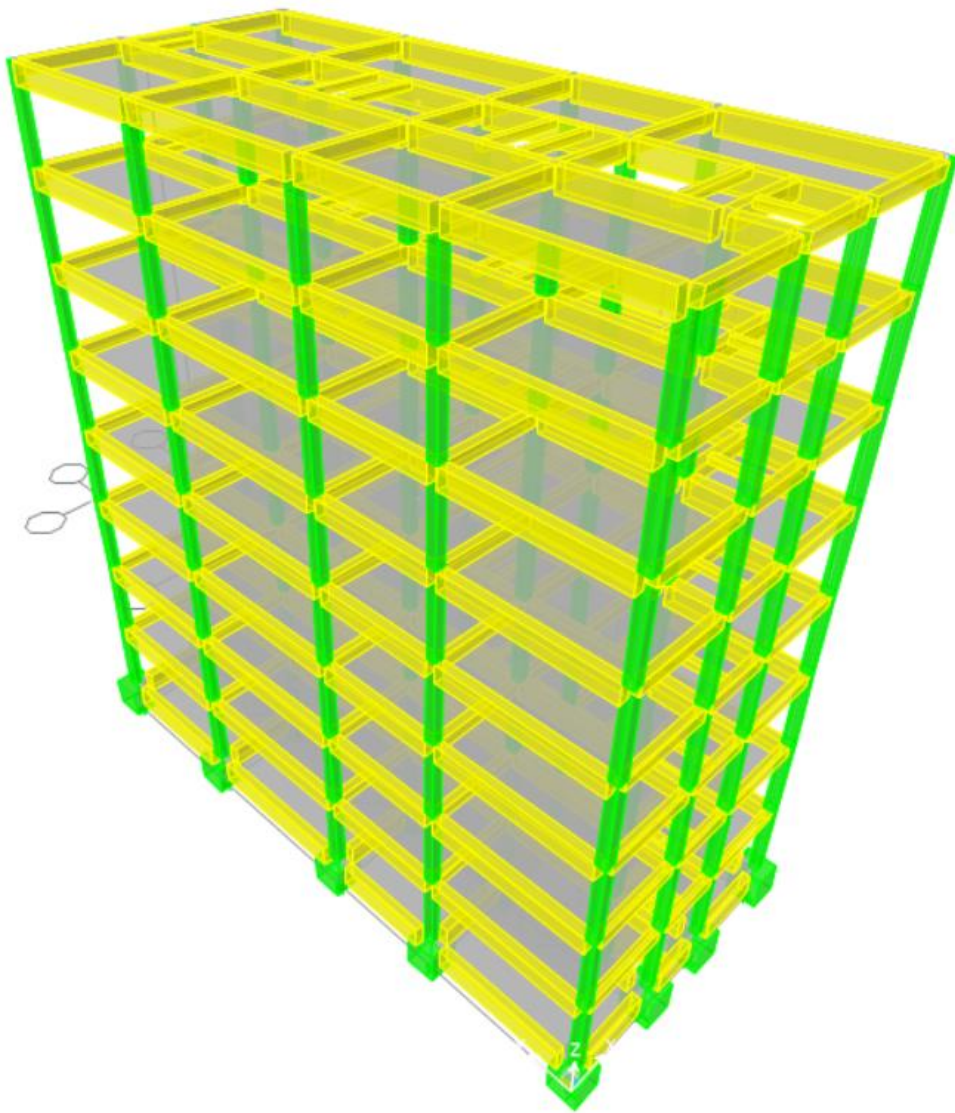


Figura 3.2.10.5.2. Vista en 3D del modelo matemático

3.2.10.5.1 Modo fundamental

La suma de las masas participativas de los 3 primeros modos fundamentales es mayor a 90%, lo cual indica que ante un evento sísmico la estructura tendrá un movimiento traslacional y no rotacional.

A continuación, se presentan las relaciones de masas participativas de los principales modos de vibración para cada bloque con las propiedades de los dispositivos a sismo de diseño.

$T=2.27$ seg.

Tabla 3.2.10.5.1.1. Periodos de las estructuras aisladas en sismo de diseño.

Modo	Periodo (seg)	Masa participativa en X (%)	Masa participativa en Y (%)
1	2.27	95.12	0
2	2.18	0	99.62
3	2.03	3.73	0
Suma		99.85	99.62

Fuente: Elaboración propia.

3.2.10.6 Resultados finales

Las propiedades dinámicas finales para los aisladores y deslizadores son las siguientes:

Tabla 3.2.10.6.1. Propiedades dinámicas de los dispositivos.

TIPO	CANTIDAD	1.25CM+1.25C V+CSM (tn)	SISMO DE DISEÑO		SISMO MÁXIMO	
			Keff (tn/m)	B eff (%)	Keff (tn/m)	B eff (%)
Slider A	8	214	54.06	64	30.63	64
LRB B	12	204	94.91	11	87.3	7

Fuente: Elaboración propia.

3.2.10.6.1 Derivas de entrepiso a sismo de diseño

PISO	X-X (‰)	Y-Y (‰)
8	0.89	0.36
7	1.44	0.61
6	2.01	0.88
5	2.55	1.14
4	3.04	1.38
3	3.44	1.60
2	3.60	1.78
1	2.68	1.71

3.2.10.6.2 Aceleraciones espectrales de entrepiso a sismo de diseño

PISO	X-X (g)	Y-Y (g)
8	0.15	0.14
7	0.14	0.14
6	0.14	0.13
5	0.13	0.13
4	0.12	0.12
3	0.12	0.12
2	0.12	0.12
1	0.13	0.12

3.2.11 Diseño de elementos estructurales

3.2.11.1 Diseño de losa aligerada

Diseño de losa aligerada cuyas viguetas están ubicadas entre los ejes 2-2 y 5-5.

L1	=	3.32	m
L2	=	2.30	m
L3	=	3.32	m
f'c	=	210.00	kg/cm ²
b	=	10.00	cm
h	=	20.00	cm

Metrado de cargas

Tramo 1

Carga muerta

Losa	0.30	tn/m ²
Acabados	0.10	tn/m ²
Tabiquería	0.20	tn/m ²
Suma	0.60	tn/m ²

Ancho trib. 0.40 m

Total CM 0.24 tn/m

Carga viva

S/C	0.20	tn/m ²
Suma	0.20	tn/m ²

Ancho trib. 0.40 m

Total CV 0.08 tn/m

Tramo 2

Carga muerta

Losa	0.30	tn/m ²
Acabados	0.10	tn/m ²
Tabiquería	0.20	tn/m ²
Suma	0.60	tn/m ²

Ancho trib. 0.40 m

Total CM 0.24 tn/m

Carga viva

S/C	0.20	tn/m ²
Suma	0.20	tn/m ²

Ancho trib. 0.40 m

Total CV 0.08 tn/m

Tramo 3

Carga muerta

Losa	0.30	tn/m ²
Acabados	0.10	tn/m ²
Tabiquería	0.20	tn/m ²
Suma	0.60	tn/m ²

Ancho trib. 0.40 m

Total CM 0.24 tn/m

Carga viva

S/C	0.20	tn/m ²
Suma	0.20	tn/m ²

Ancho trib. 0.40 m

Total CV 0.08 tn/m

Combinaciones de carga

1.4D+1.7L	0.47	tramo 1	1.4D+1.7L2	0.34	tramo 1
1.4D+1.7L	0.47	tramo 2	1.4D+1.7L2	0.47	tramo 2
1.4D+1.7L	0.47	tramo 3	1.4D+1.7L2	0.34	tramo 3
1.4D+1.7L1	0.47	tramo 1			
1.4D+1.7L1	0.34	tramo 2			
1.4D+1.7L1	0.47	tramo 3			

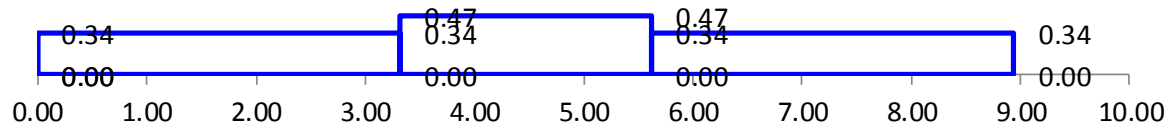
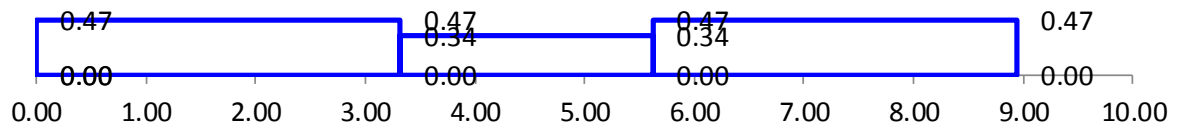
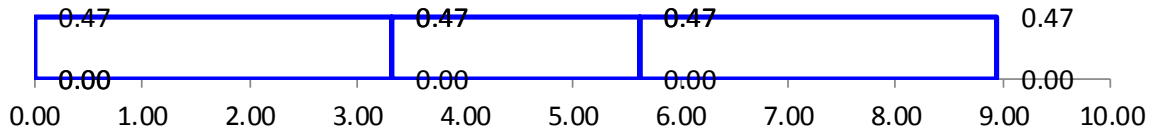


Diagrama de fuerza cortante

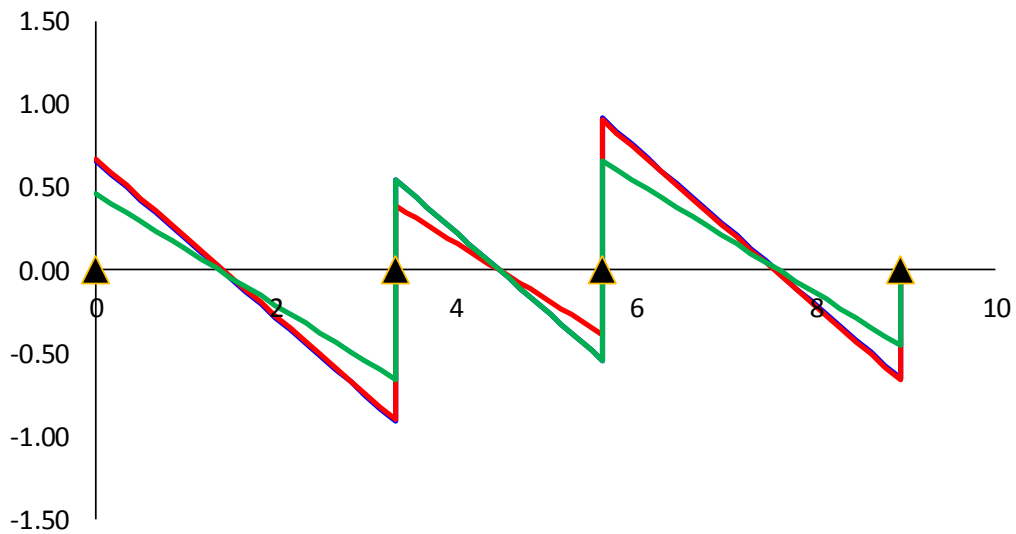
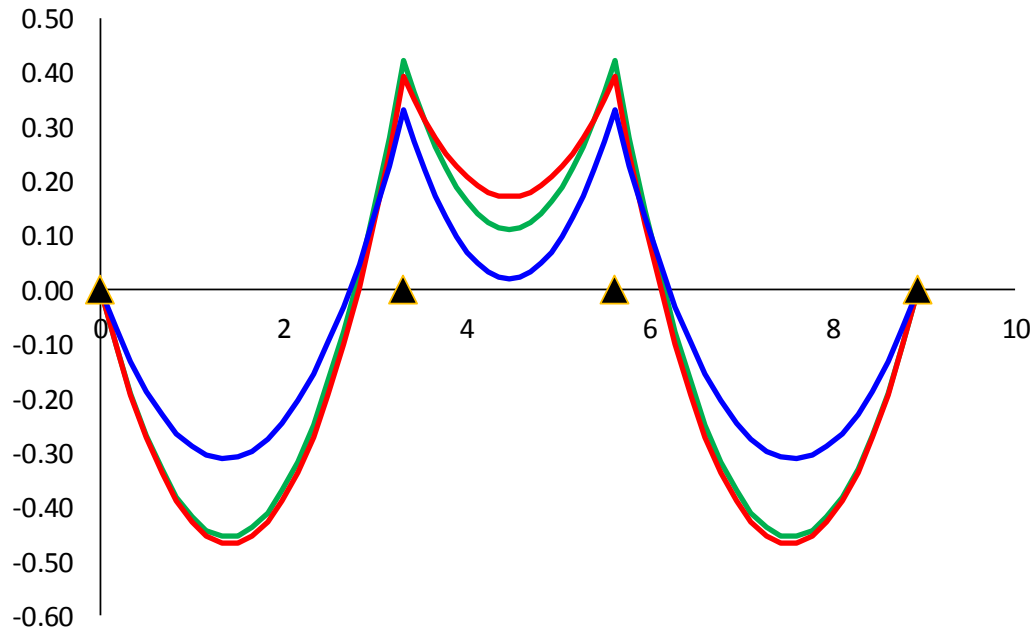


Diagrama de momento flector



El momento positivo máximo en el tramo 1 es :	0.4665	tn-m
El momento positivo máximo en el tramo 2 es :	-0.0210	tn-m
El momento positivo máximo en el tramo 3 es :	0.4665	tn-m
El momento negativo máximo en el apoyo 1 es :	0.4250	tn-m
El momento negativo máximo en el apoyo 2 es :	0.4250	tn-m

Condiciones de diseño

La cuantía mínima es: $\rho_{\min} = 0.70 \cdot \sqrt{f'c} / f_y =$	0.00242	
El área de acero mínimo es : $A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot h =$	0.48305	cm ²
La cuantía máxima es: $\rho_{\max} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y)) =$		0.01594
El área de acero máximo es : $A_s = \rho_{\max} \cdot b \cdot h =$	3.1875	cm ²

El $A_s(+)$ del tramo 1 es:	0.77	cm ²	$A_s < A_{s\max} \implies Ok$
El $A_s(+)$ del tramo 2 es:	-0.03	cm ²	$A_s < A_{s\max} \implies Ok$
El $A_s(+)$ del tramo 3 es:	0.77	cm ²	$A_s < A_{s\max} \implies Ok$
El $A_s(-)$ del apoyo 1 es:	0.69	cm ²	$A_s < A_{s\max} \implies Ok$
El $A_s(-)$ del apoyo 2 es:	0.69	cm ²	$A_s < A_{s\max} \implies Ok$

Verificación por corte

Cortante admisible $\phi V_c = 1.10 * 0.85 * 0.53 * \text{Raiz}(f'c) * b * b d$
 $\phi V_c = \quad \quad \quad 1.22 \quad \quad \quad t_n$

Tramo 1

Lado izq	Vud =	0.584	tn,	Vud < fVc ==> Ok
Lado der	Vud =	0.831	tn,	Vud < fVc ==> Ok

Tramo 2

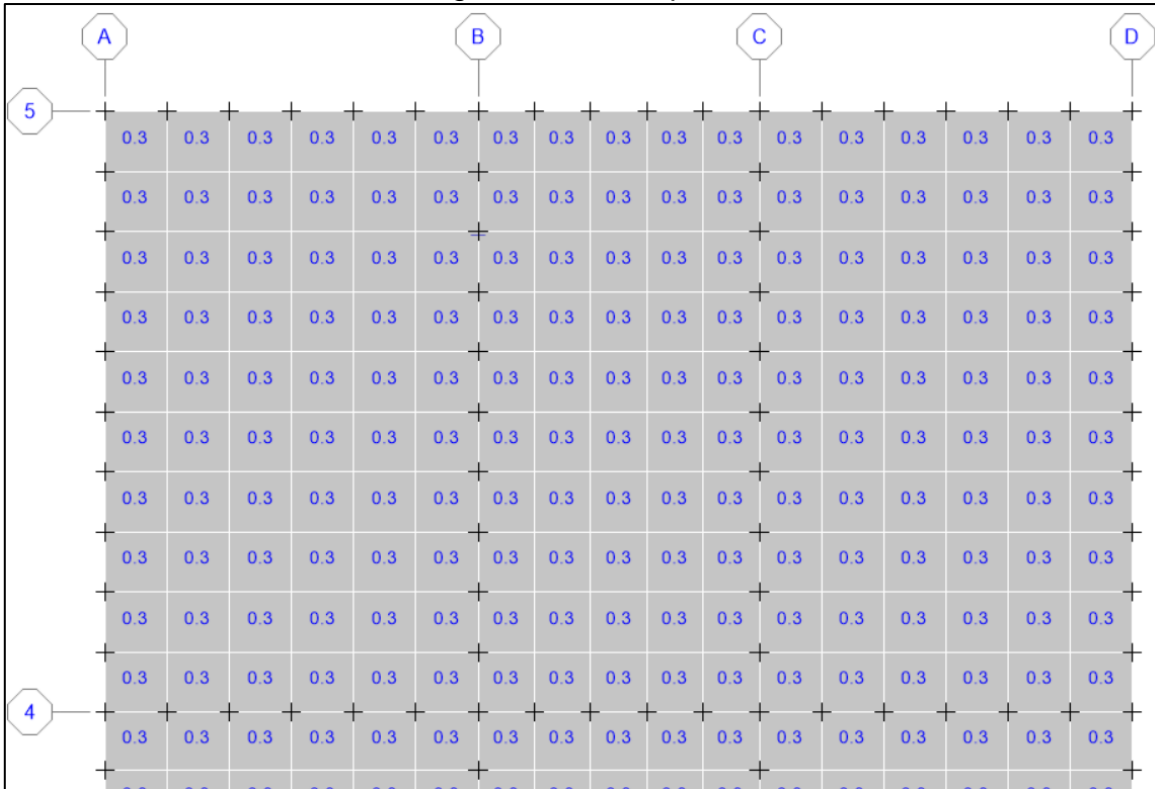
Lado izq	Vud =	0.463	tn,	Vud < fVc ==> Ok
Lado der	Vud =	0.463	tn,	Vud < fVc ==> Ok

Tramo 3

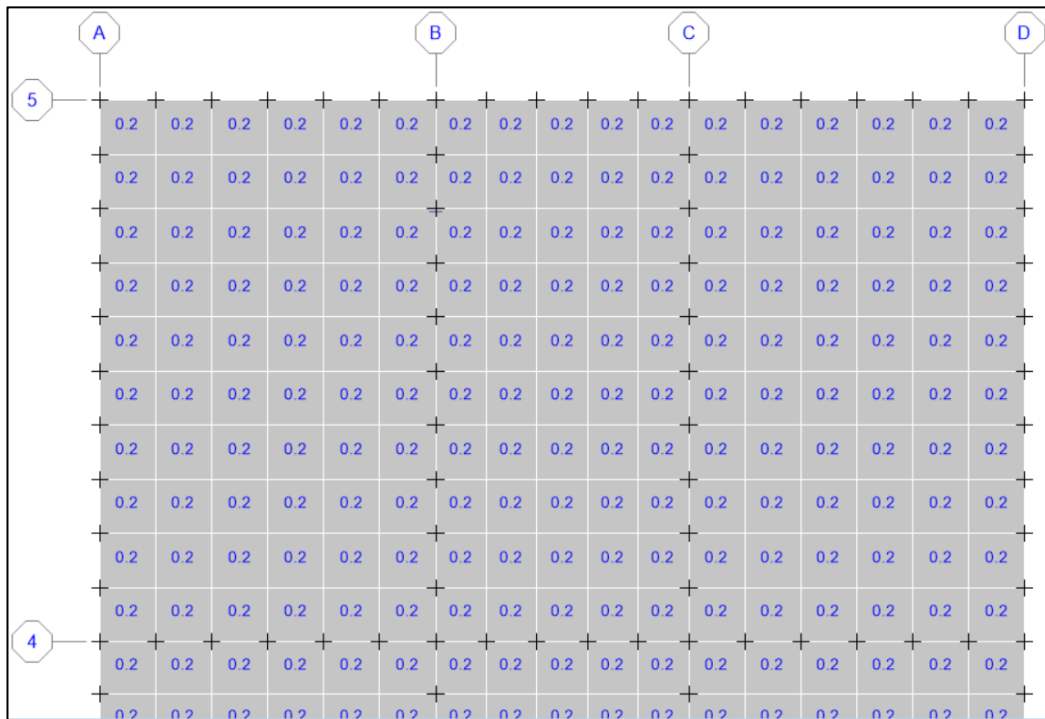
Lado izq	Vud =	0.831	tn,	Vud < fVc ==> Ok
Lado der	Vud =	0.584	tn,	Vud < fVc ==> Ok

3.2.11.2 Diseño de losa solidia (piso técnico)

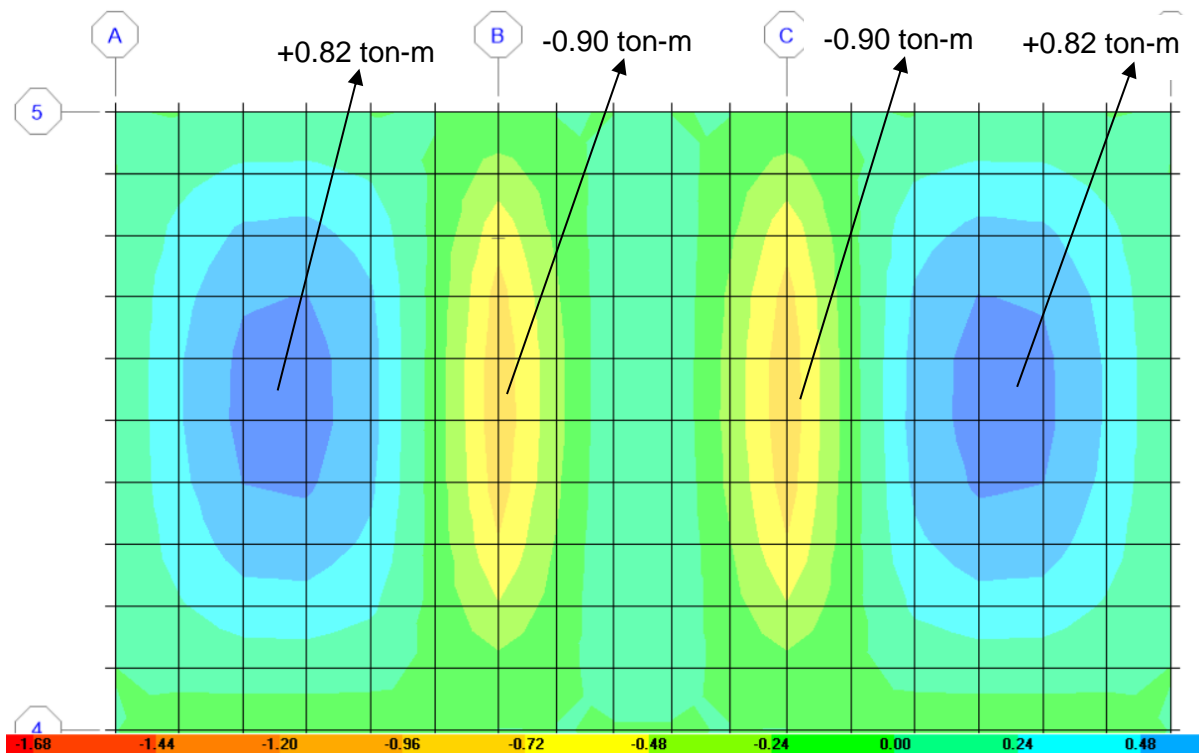
Cargas muertas superficiales



Cargas vivas superficiales



Momentos flectores en la dirección 1-1 de la envolvente de diseño

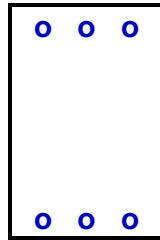


Máximo momento absoluto positivo(M+)=0.85 ton-m

Máximo momento absoluto negativo(M-)=0.90 ton-m

Diseño para momento positivo $M_u=0.85$ ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



$h=18.00\text{cms}$

f_y	=	4200 kg/cm ²
f'_c	=	210 kg/cm ²
Rec.	=	3.00 cms
M_u	=	0.85 tn-m

$b=100\text{cms}$

La cuantía máxima es: $\rho_{\max} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$\rho_{\max} = 0.01594$$

$$A_s_{\max} = 28.69 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima es: $\rho_{\min} = 0.0018$

$$\rho_{\min} = 0.00180$$

$$A_s_{\min} = 3.24 \text{ cm}^2$$

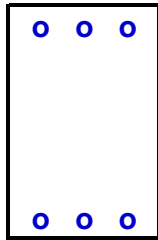
El área de acero calculado es

$$A_s_{\text{calc}} = 1.52 \text{ cm}^2$$

3/8 " @ 0.20	+	0.00
Acero corrido		Refuerzo

Diseño para momento positivo $M_u=0.90$ ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



$h=18.00$ cms

f_y	=	4200 kg/cm ²
f'_c	=	210 kg/cm ²
Rec.	=	3.00 cms
M_u	=	0.90 tn-m

$b=100$ cms

La cuantía máxima es: $\rho_{max} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$\rho_{max} = 0.01594$$

$$A_s_{max} = 28.69 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima es: $\rho_{min} = 0.0018$

$$\rho_{min} = 0.00180$$

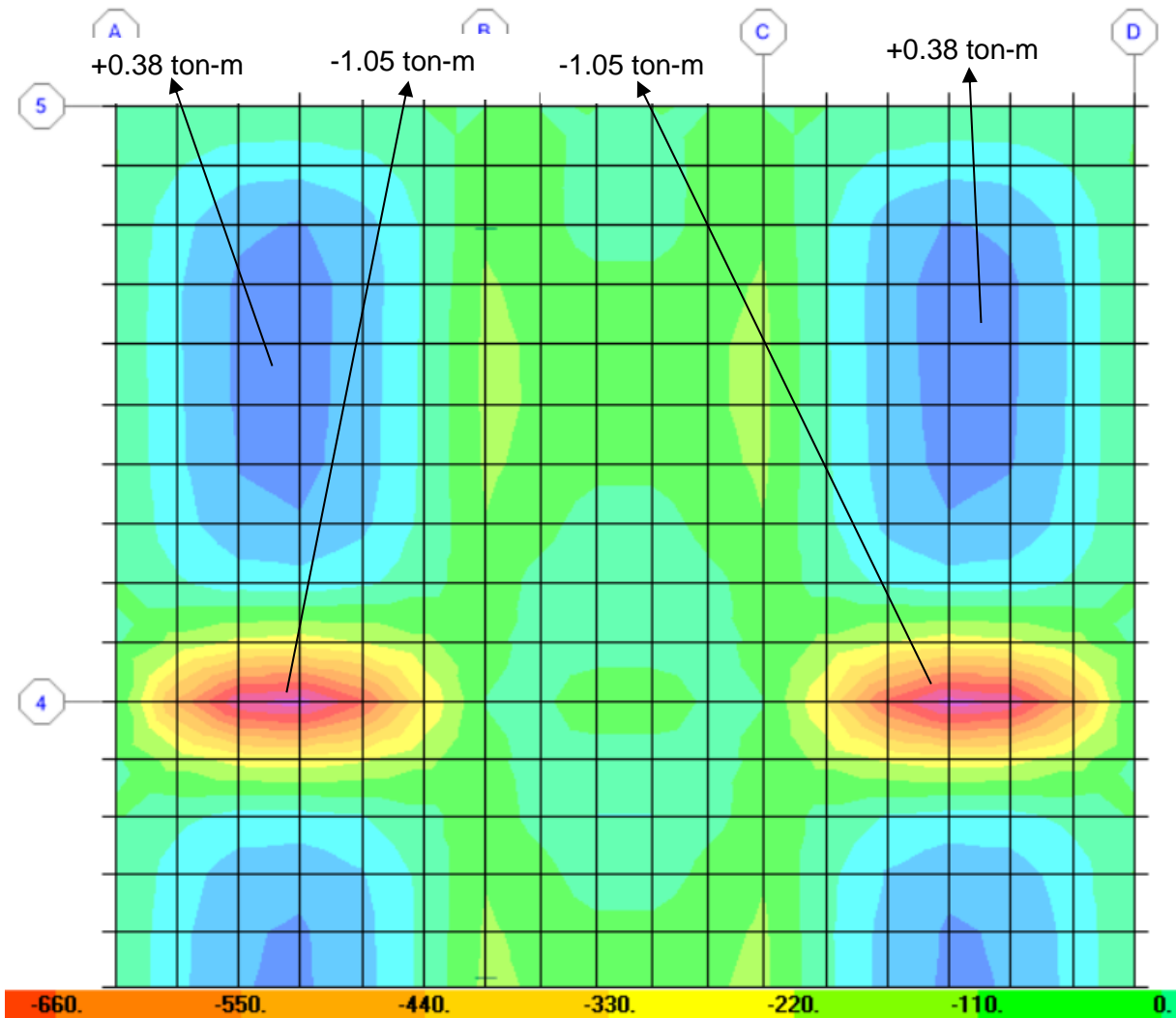
$$A_s_{min} = 3.24 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es

$$A_s_{calc} = 1.61 \text{ cm}^2$$

3/8 " @ 0.20	+	0.00
Acero corrido		Refuerzo

Momentos flectores en la dirección 2-2 de la envolvente de diseño

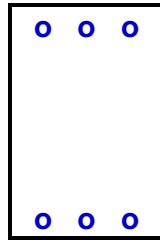


Máximo momento absoluto positivo(M+)=0.38 ton-m

Máximo momento absoluto negativo(M-)=1.05 ton-m

Diseño para momento positivo $M_u=0.38$ ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



$h=18.00\text{cms}$

f_y	=	4200 kg/cm ²
f'_c	=	210 kg/cm ²
Rec.	=	3.00 cms
M_u	=	0.38 tn-m

$b=100\text{cms}$

La cuantía máxima es: $\rho_{\max} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$\rho_{\max} = 0.01594$$

$$A_s_{\max} = 28.69 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima es: $\rho_{\min} = 0.0018$

$$\rho_{\min} = 0.00180$$

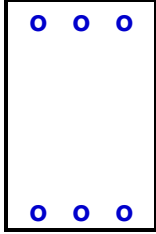
$$A_s_{\min} = 3.24 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es

$$A_s_{\text{calc}} = 0.67 \text{ cm}^2$$

3/8 " @ 0.20	+	0.00
Acero corrido		Refuerzo

Diseño para momento negativo $M_u=1.05$ ton-m

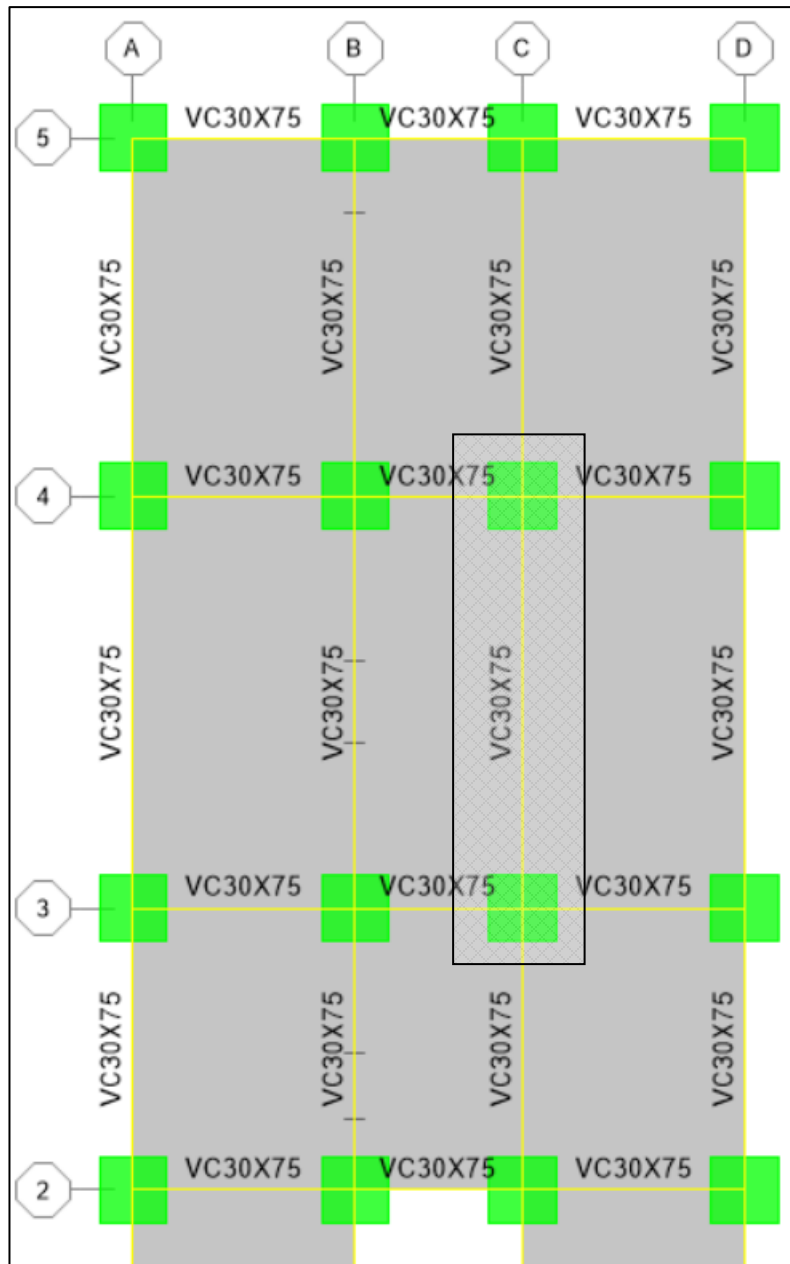
CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION				
	$h=18.00\text{cms}$	f_y f'_c Rec. M_u	$=$ $=$ $=$ $=$	4200 kg/cm ² 210 kg/cm ² 3.00 cms 1.05 tn-m
$b=100\text{cms}$				
La cuantía máxima es: $\rho_{\text{max}} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$				
ρ_{max}	$=$	0.01594		
$A_s \text{ max}$	$=$	28.69 cm ²		
La cuantía mínima es: $\rho_{\text{min}} = 0.0018$				
ρ_{min}	$=$	0.00180		
$A_s \text{ min}$	$=$	3.24 cm ²		
El área de acero calculado es				
$A_s \text{ calc}$	$=$	1.88 cm ²		
$3/8$ "@ 0.20	$+$	0.00		
Acero corrido		Refuerzo		

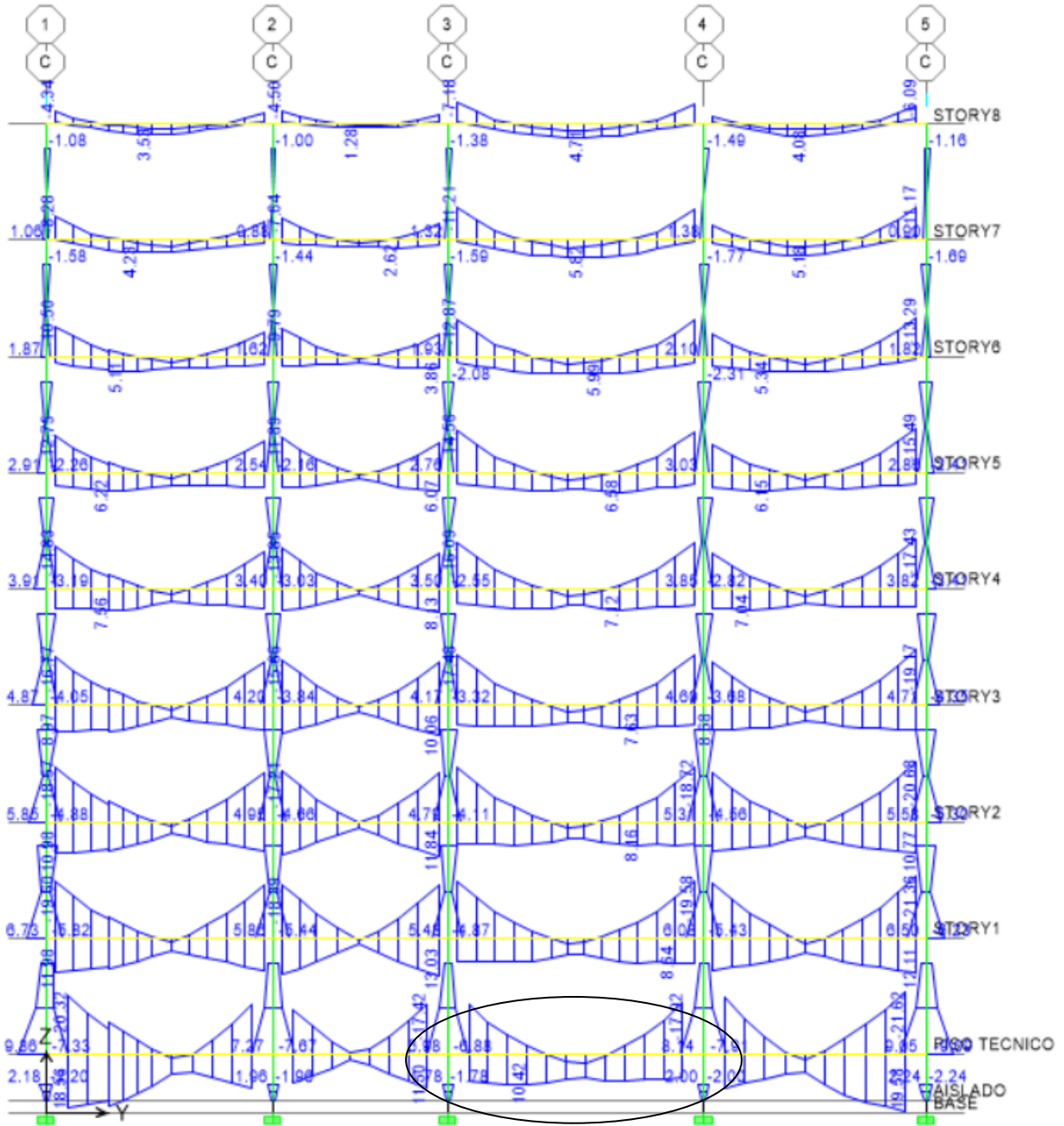
3.2.11.3 Diseño de vigas nivel de aislación

El concepto de diseño utilizado es conocido como diseño a la rotura que selecciona las dimensiones de las secciones de concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que la resistencia sea adecuada para sostener fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de cargas, considerablemente mayores que las que se espera actúen realmente durante el servicio normal.

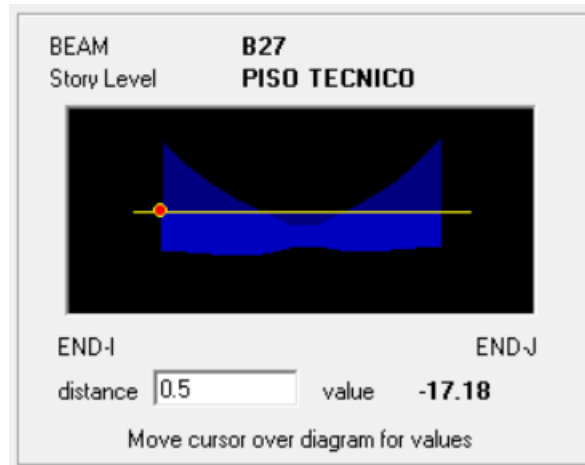
3.2.11.3.1 Diseño por flexión

La viga a diseñar será la viga SA (30x75), como se ubica en planta del modelo matemático encerrado en un rectángulo, el tramo de viga será la ubicada entre los ejes 3-4.

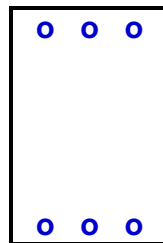




En la figura se muestra el diagrama de momentos flectores de la envolvente.



Momento flector izquierdo de viga $M_u = 17.18 \text{ ton-m}$



$h=75\text{cms}$

f_y	=	4200 kg/cm²
f_c	=	210 kg/cm²
Rec.	=	6.00 cms
M_u	=	17.18 tn-m

$b=30\text{cms}$

La cuantía máxima es: $\rho_{\max} = 0.50 \cdot 0.85^2 \cdot f_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$\rho_{\max} = 0.01063$$

$$A_s_{\max} = 23.91$$

La cuantía mínima es: $\rho_{\min} = 0.75 \cdot \text{raiz}(f_c) / f_y$

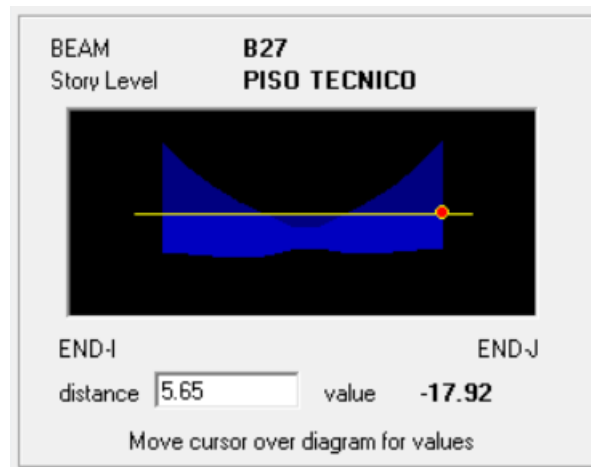
$$\rho_{\min} = 0.00242$$

$$A_s_{\min} = 5.43 \text{ cm}^2$$

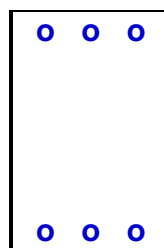
El área de acero calculado es

$$A_s_{\text{calc}} = 6.85 \text{ cm}^2$$

Se colocará una cuantía mínima de $2\text{Ø}3/4''$ con refuerzo adicional de $1\text{Ø}5/8''$.



Momento flector negativo derecho de viga $M_u = 17.92$ ton-m



$h = 75 \text{ cms}$	f_y	=	4200 kg/cm²
	f'_c	=	210 kg/cm²
	Rec.	=	6.00 cms
	M_u	=	17.92 tn-m

$b = 30 \text{ cms}$

La cuantía máxima es: $\rho_{\max} = 0.50 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$\rho_{\max} = 0.01063$$

$$A_s_{\max} = 23.91$$

La cuantía mínima es: $\rho_{\min} = 0.75 \cdot \text{raiz}(f'_c) / f_y$

$$\rho_{\min} = 0.00242$$

$$A_s_{\min} = 5.43 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es

$$A_s_{\text{calc}} = 7.16 \text{ cm}^2$$

Se colocará una cuantía mínima de $2\text{Ø}3/4''$ con refuerzo adicional de $1\text{Ø}5/8''$.

3.2.11.3.2 Diseño por cortante

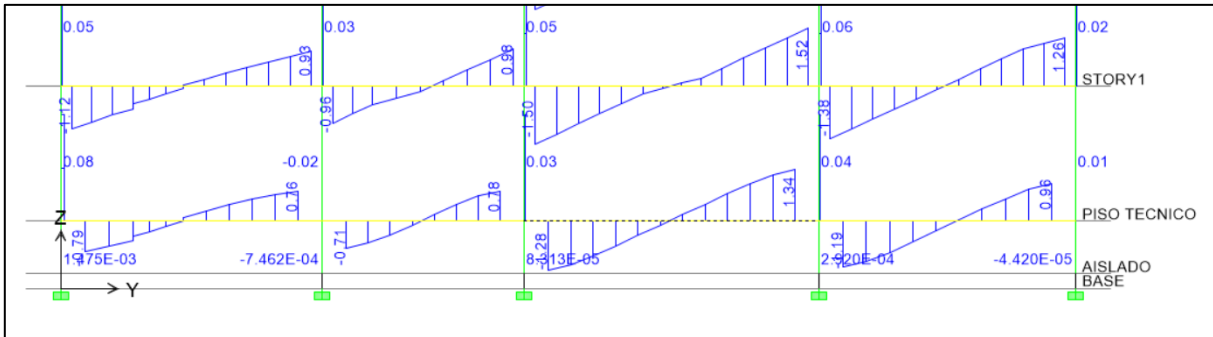


Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga viva.

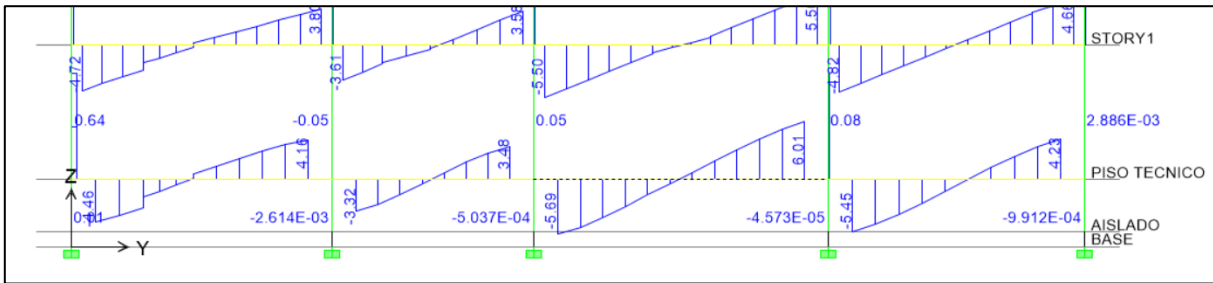


Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga muerta.

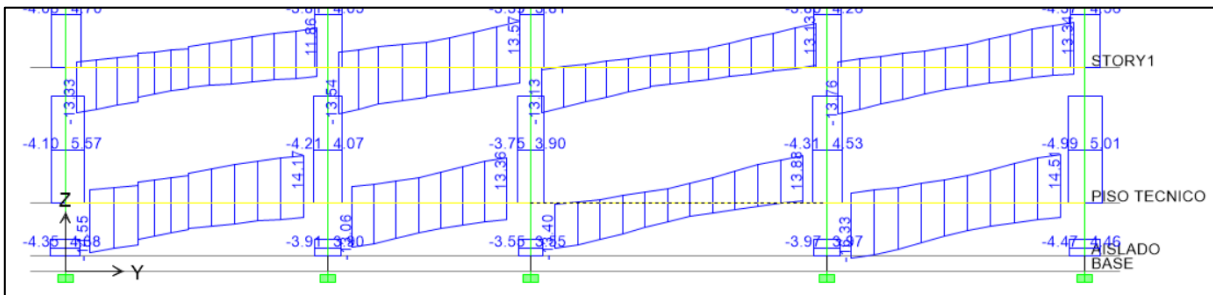


Diagrama de fuerzas cortantes de envoltura de diseño.

Datos de Diseño

B	0.30 m	
D	0.71 m	(Peralte efectivo = H-recubriendo)
Luz libre	5.13 m	
Vultimo=	13.88 tn	(Cortante Ultimo proveniente del analisis estructural)
Vc.m. =	6.01 tn	(Cortante debido a carga muerta)
Vc.v. =	1.34 tn	(Cortante debido a carga viva)
f'c	210.00 kg/cm²	

Lado izquierdo

As sup =	7.68 cm²	Mn sup	19.74 tn-m
As inf =	7.68 cm²	Mn inf	19.74 tn-m

Lado derecho

As sup =	9.66 cm²	Mn sup =	24.54 tn-m
As inf =	9.66 cm²	Mn inf =	24.54 tn-m

Diagrama de Cortantes Hiperstaticos en la Viga

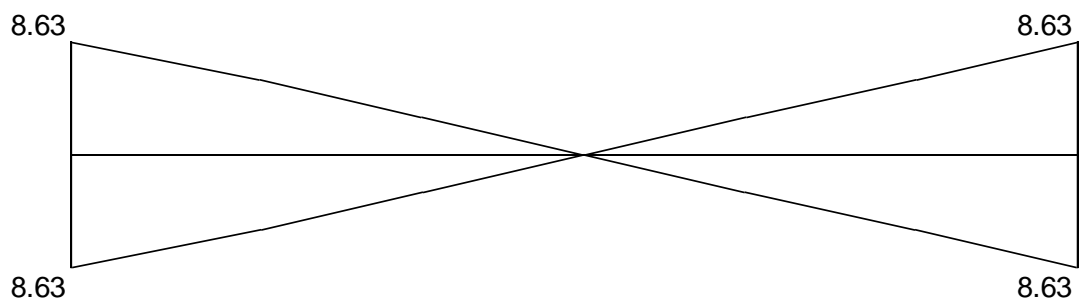
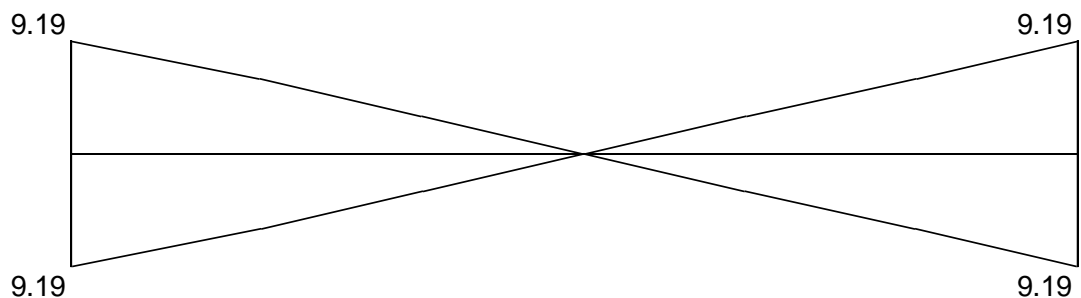
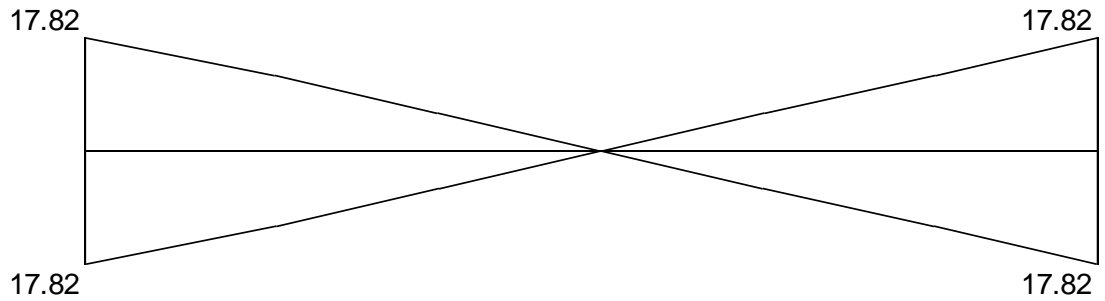


Diagrama de Cortantes Isostaticos en la Viga





Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad



El Cortante Maximo por Requisitos de Ductilidad es

$$V_u = 17.82 \text{ tn}$$

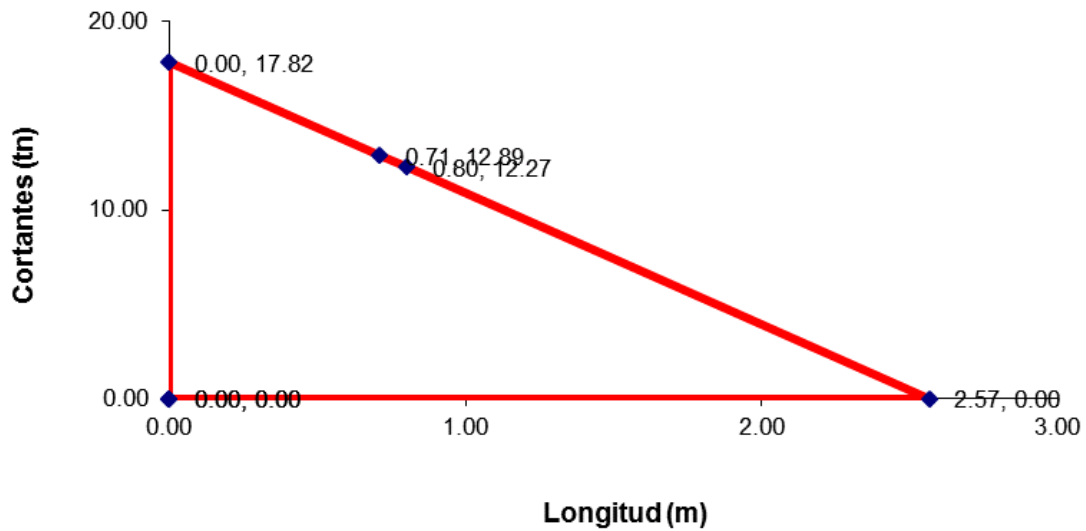
El Cortante Maximo Proveniente del Analisis Estructural es

$$V_u = 13.88 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo escogido para el diseño por Corte es

$$V_u = 17.82 \text{ tn}$$

Diagrama de Fuerza Cortante Para Diseño



el cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 12.89 \text{ tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 16.36 \text{ tn.}$$

$$\Phi v_c = 0.75 V_c = 12.27 \text{ tn.}$$

la longitud hasta donde se extiende ΦV_c , $L = 0.80 \text{ m.}$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 0.82 \text{ tn.}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = 64.82 \text{ tn}$$

$$64.82 > 0.82 \implies \text{OK}$$

Escoger el diámetro del estribo (1/4", 3/8", 1/2")

$$\text{Diámetro} = \mathbf{3/8} = 0.71 \text{ cm}^2$$

El área A_v será igual a:

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 514.60 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

DENTRO DE LA ZONA 2H

Dentro de la zona (2H), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento máximo segun la siguiente expresión:

- S < = d / 4 = 17.75 cm
- S < = 10 * 1.98 19.80 cm
- S < = 24 * 0.71= 17.04 cm
- S < = 30.00 cm

El espaciamiento máximo según la expresión será:

$$S = 17.04 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 17.04 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento dentro de la zona 2H sera de S= **15.00 cms**

FUERA DE LA ZONA 2H (ZONA CENTRAL)

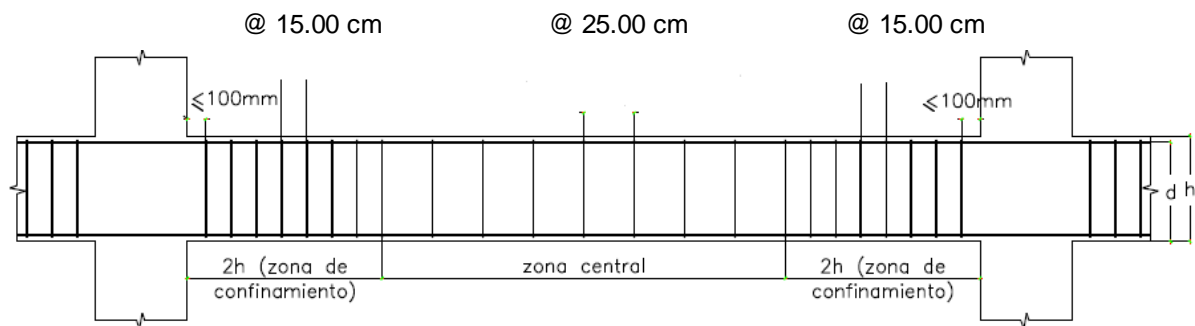
Fuera de la zona 2H (Zona central), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento segun la siguiente expresión:

$$S < = d / 2 = 35.50 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

Comparando (1) y (3) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 35.50 \text{ cm}$$

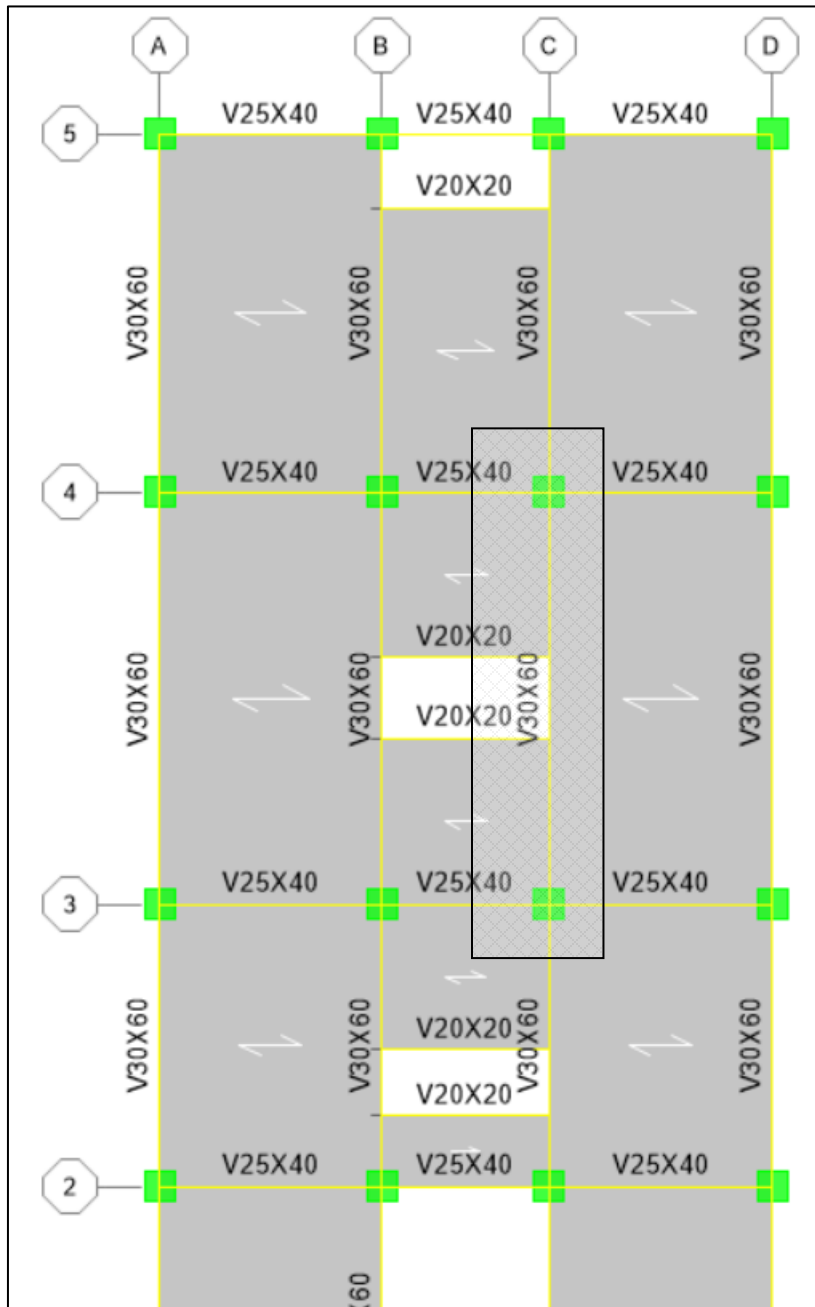
Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento fuera de la zona 2H (zona central) sera de S= **25.00 cms**

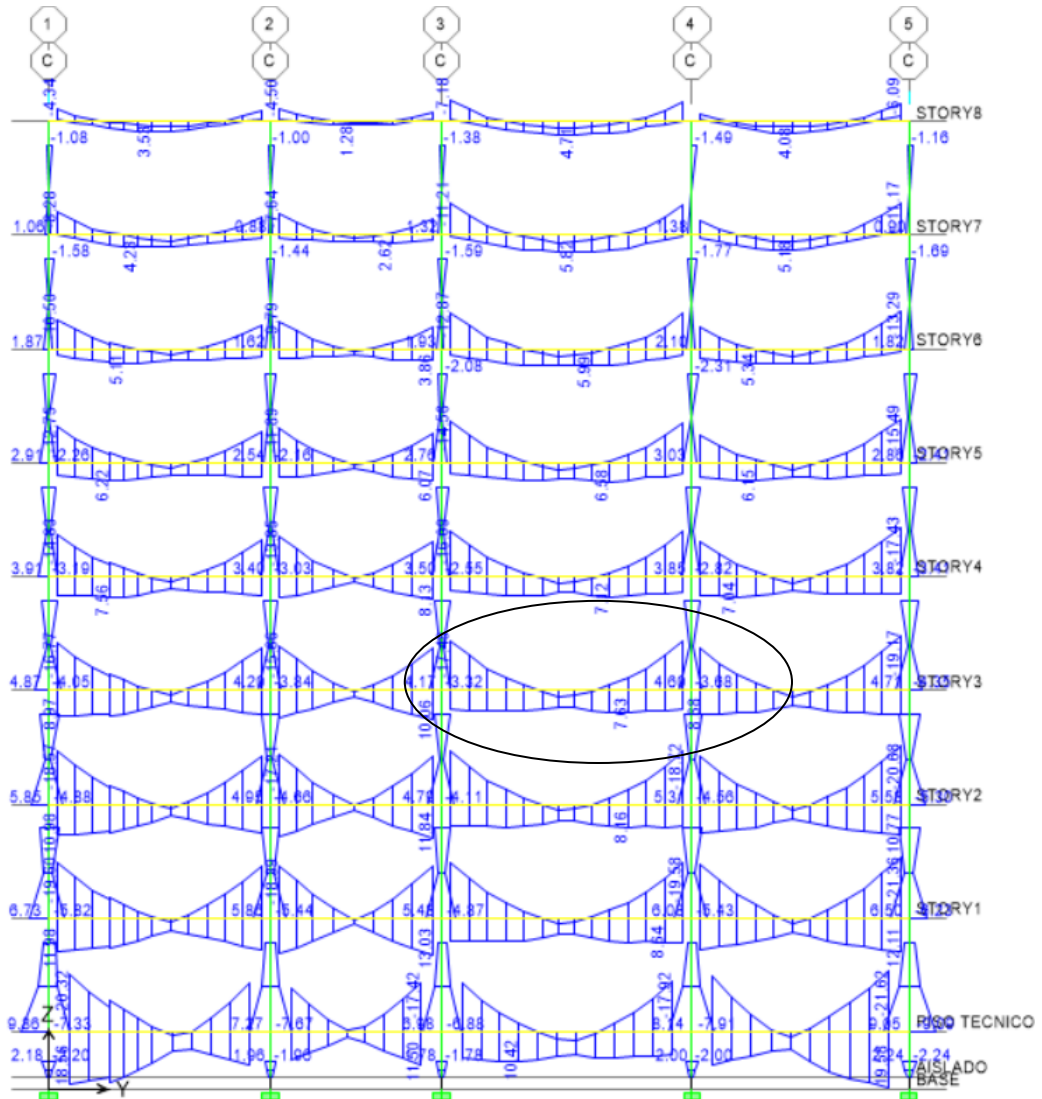


3.2.11.4 Diseño de vigas nivel de superestructura

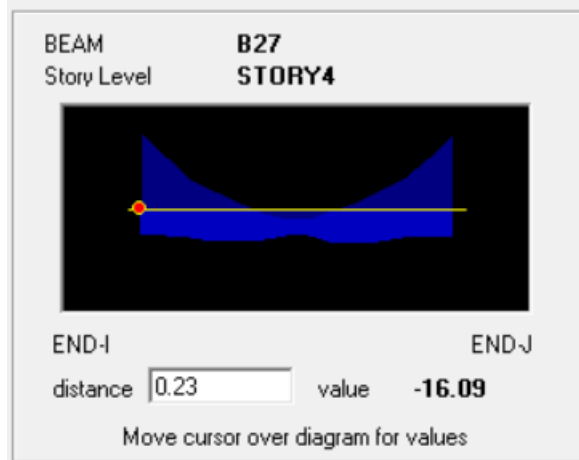
3.2.11.4.1 Diseño por flexión

La viga a diseñar será la viga 1-V08 (30x60), como se ubica en planta del modelo matemático encerrado en un rectángulo, el tramo de viga será la ubicada entre los ejes 3-4.

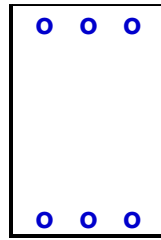




En la figura se muestra el diagrama de momentos flectores de la envolvente.



Momento flector izquierdo de viga $M_u = 16.09 \text{ ton-m}$



$h=60\text{cms}$

f_y	=	4200 kg/cm²
f'_c	=	210 kg/cm²
Rec.	=	6.00 cms
Mu	=	16.09 tn-m

$b=30\text{cms}$

La cuantía máxima es: $\rho_{\text{max}} = 0.50 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$\rho_{\text{max}} = 0.01063$$

$$A_s_{\text{max}} = 19.13$$

La cuantía mínima es: $\rho_{\text{min}} = 0.75 \cdot \text{raiz}(f'_c) / f_y$

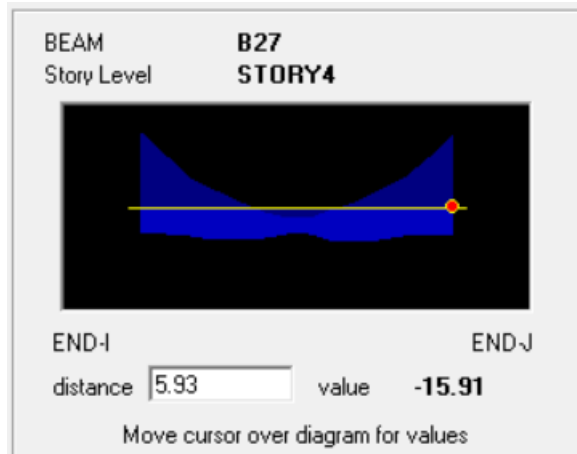
$$\rho_{\text{min}} = 0.00242$$

$$A_s_{\text{min}} = 4.35 \text{ cm}^2$$

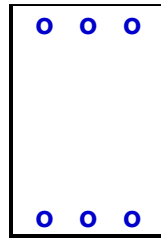
El area de acero calculado es

$$A_s_{\text{calc}} = 8.39 \text{ cm}^2$$

Se colocará una cuantía mínima de $2\text{Ø}5/8''$ con refuerzo adicional de $3\text{Ø}5/8''$.



Momento flector derecho de viga $M_u = 15.91 \text{ ton-m}$



h=60cms

fy	=	4200 kg/cm2
f'c	=	210 kg/cm2
Rec.	=	6.00 cms
Mu	=	15.91 tn-m

b=30cms

La cuantía máxima es: $\rho_{max} = 0.50 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$$\rho_{max} = 0.01063$$

$$As_{max} = 19.13$$

La cuantía mínima es: $\rho_{min} = 0.75 \cdot \sqrt{f'c} / fy$

$$\rho_{min} = 0.00242$$

$$As_{min} = 4.35 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es

$$As_{calc} = 8.29 \text{ cm}^2$$

Se colocará una cuantía mínima de 2Ø5/8" con refuerzo adicional de 3Ø5/8".

3.2.11.4.2 Diseño por cortante

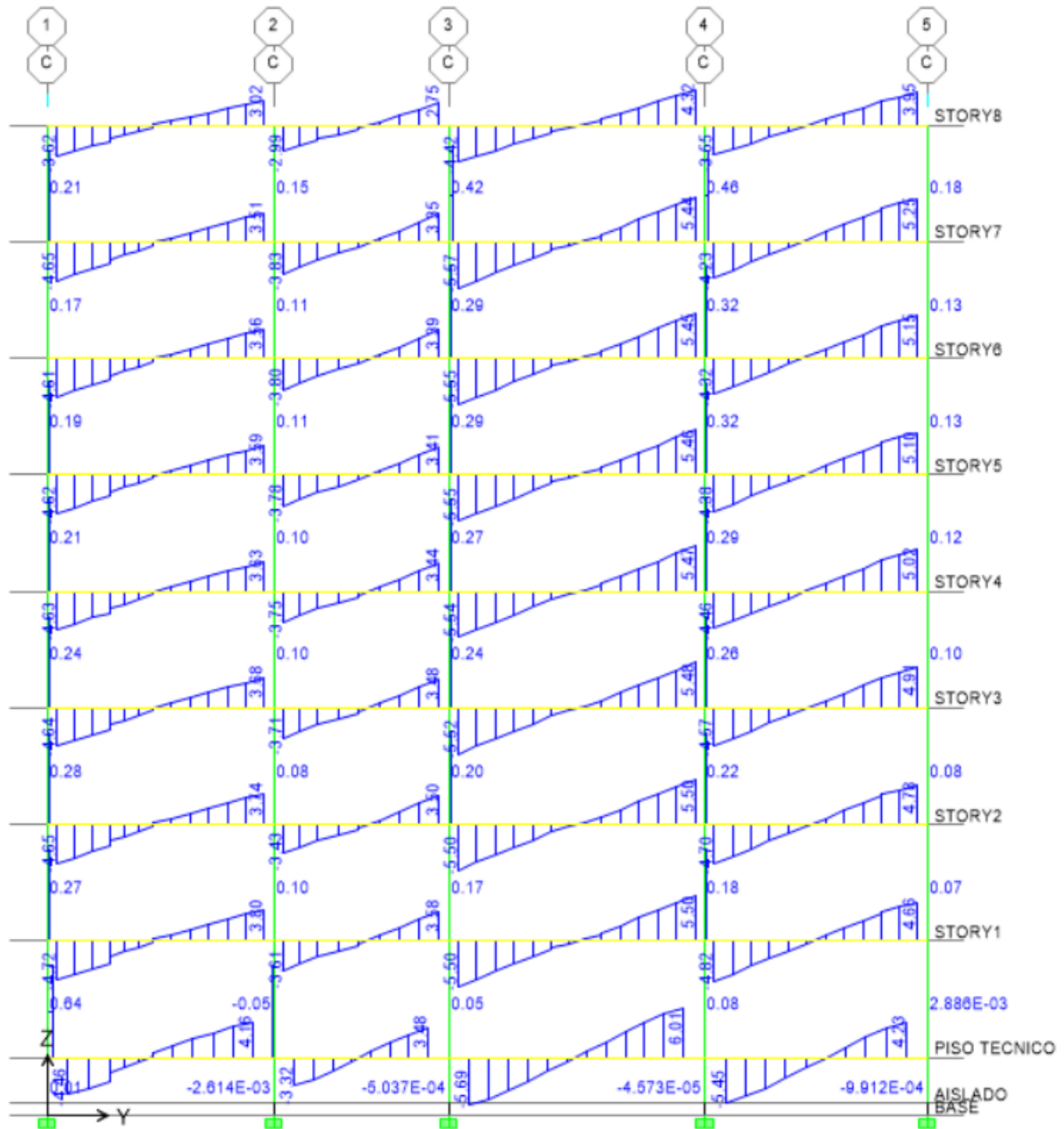


Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga muerta.

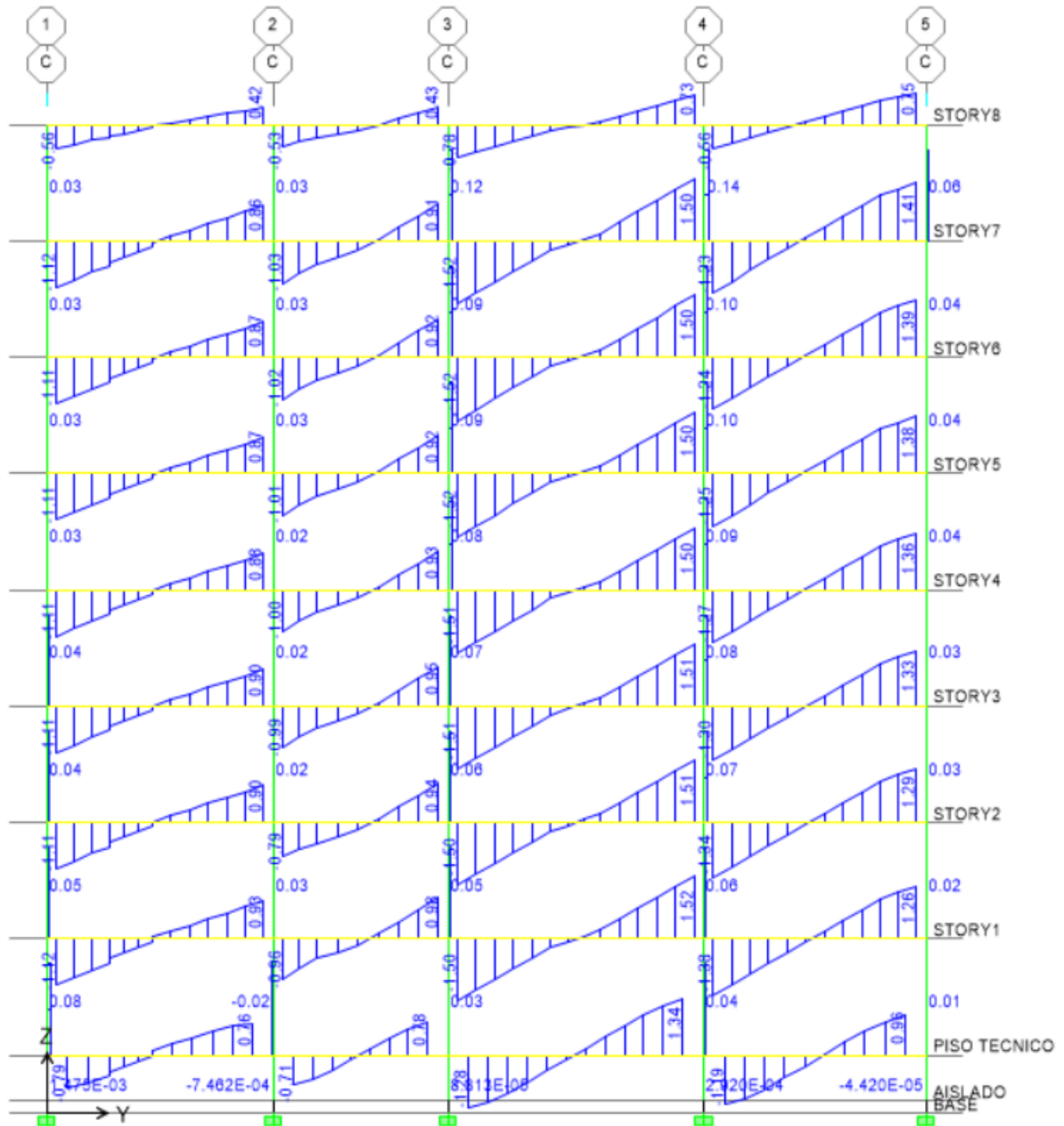


Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga viva.

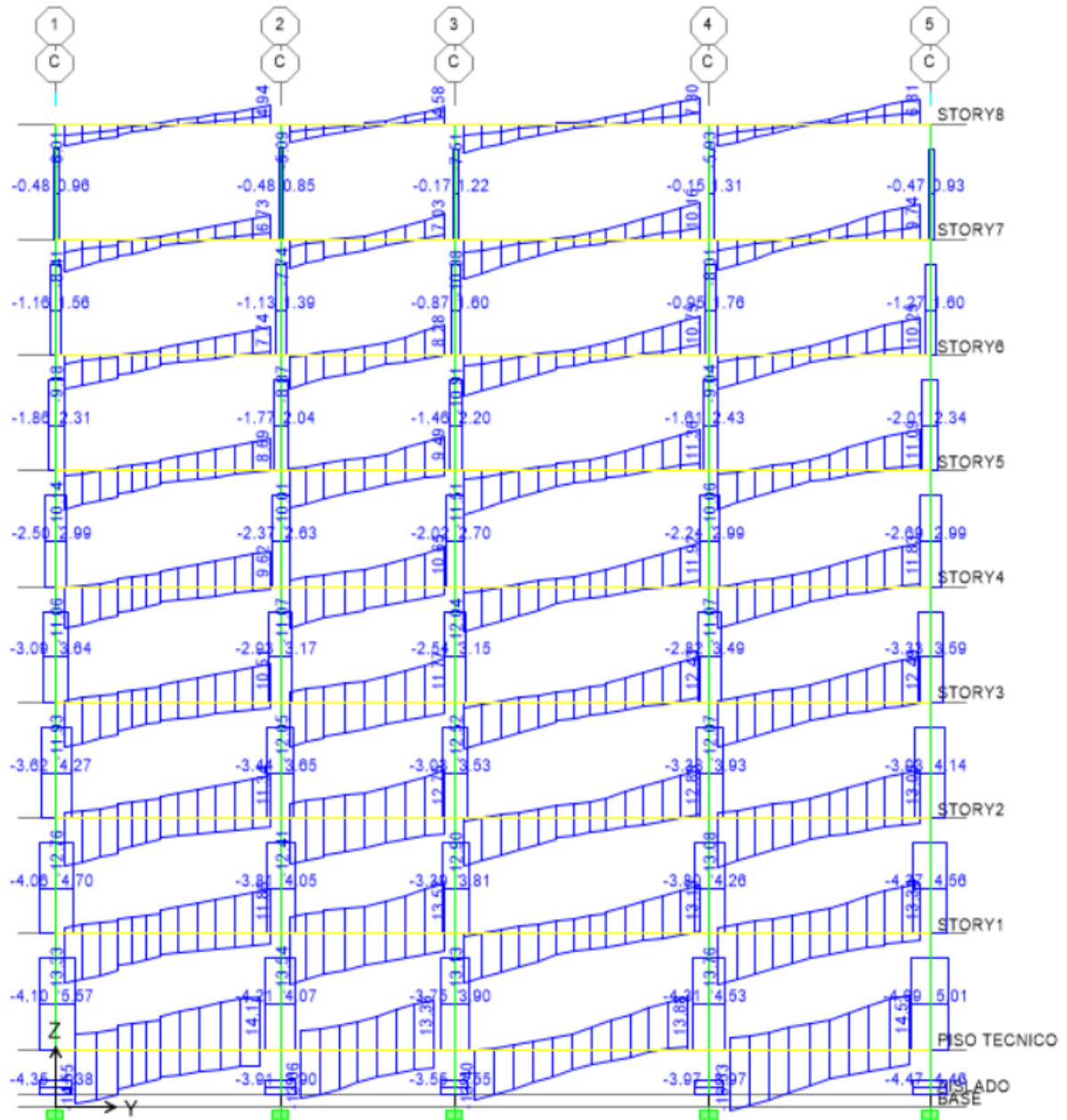


Diagrama de fuerzas cortantes de envolvente de diseño.

Datos de Diseño

B	0.30 m	
D	0.56 m	(Peralte efectivo = H-recubriendo)
Luz libre	5.68 m	
Vultimo=	12.04 tn	(Cortante Ultimo proveniente del analisis estructural)
Vc.m. =	5.47 tn	(Cortante debido a carga muerta)
Vc.v. =	1.50 tn	(Cortante debido a carga viva)
f'c	210.00 kg/cm²	

Lado izquierdo

As sup =	9.90 cm²	Mn sup	19.50 tn-m
As inf =	3.96 cm²	Mn inf	8.15 tn-m

Lado derecho

As sup =	9.90 cm²	Mn sup =	19.50 tn-m
As inf =	3.96 cm²	Mn inf =	8.15 tn-m

Diagrama de Cortantes Hiperstaticos en la Viga

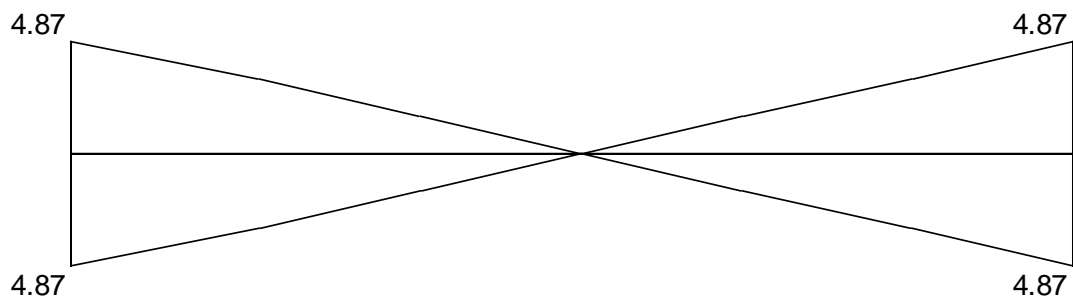
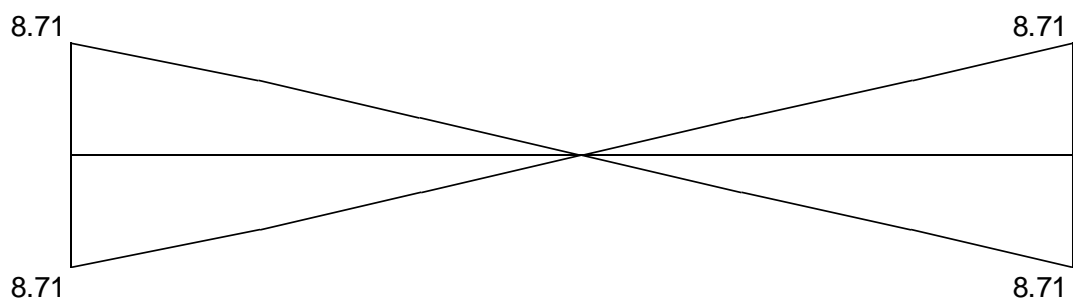
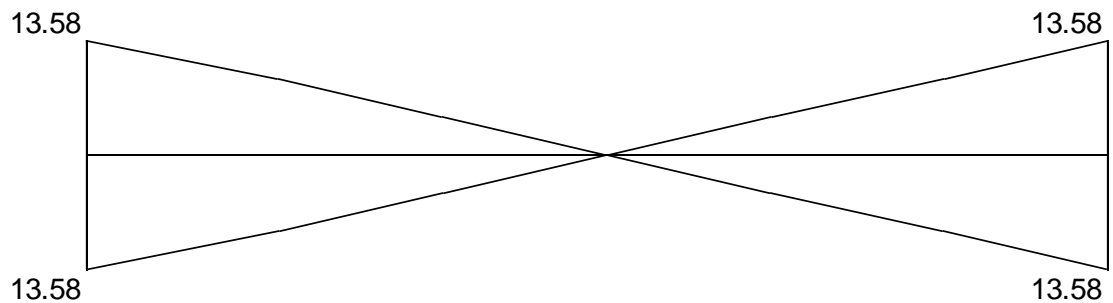


Diagrama de Cortantes Isostaticos en la Viga



Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad



El Cortante Maximo por Requisitos de Ductilidad es

$$V_u = 13.58 \text{ tn}$$

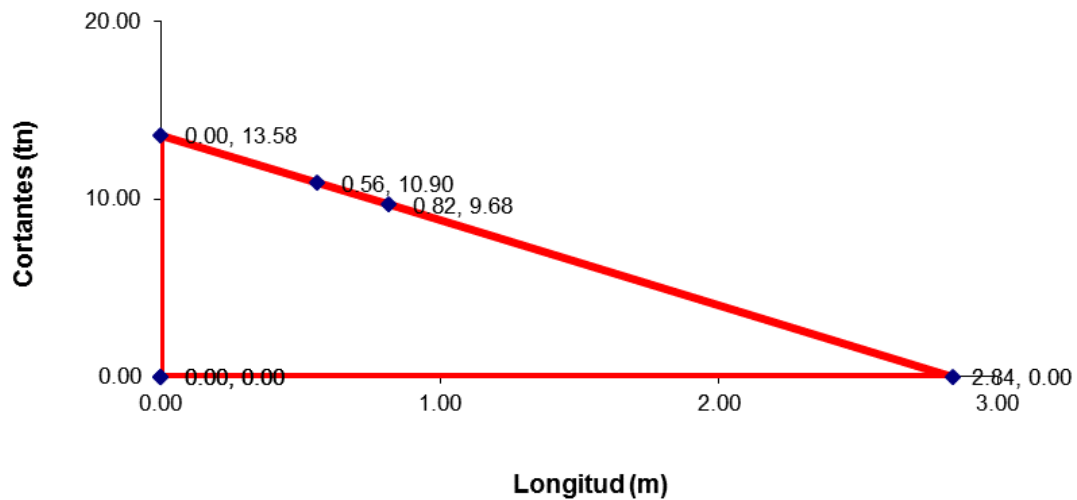
El Cortante Maximo Proveniente del Analisis Estructural es

$$V_u = 12.04 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo escogido para el diseño por Corte es

$$V_u = 13.58 \text{ tn}$$

Diagrama de Fuerza Cortante Para Diseño



El cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 10.90 \text{ tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 12.90 \text{ tn.}$$

$$\Phi v_c = 0.75 V_c = 9.68 \text{ tn.}$$

$$\text{la longitud hasta donde se extiende } \Phi V_c, L = 0.82 \text{ m.}$$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 1.63 \text{ tn.}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = 51.13 \text{ tn}$$

$$51.13 > 1.63 \implies \text{OK}$$

Escoger el diámetro del estribo (1/4", 3/8", 1/2")

$$\text{Diámetro} = \mathbf{3/8} = 0.71 \text{ cm}^2$$

El área A_v será igual a:

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 204.35 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

DENTRO DE LA ZONA 2H

Dentro de la zona (2H), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento máximo segun la siguiente expresión:

- S < = d / 4 = 14.00 cm
- S < = 10 * 1.98 19.80 cm
- S < = 24 * 0.71= 17.04 cm
- S < = 30.00 cm

El espaciamiento máximo según la expresión será:

$$S = 14.00 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 14.00 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento dentro de la zona 2H sera de S= **15.00 cms**

FUERA DE LA ZONA 2H (ZONA CENTRAL)

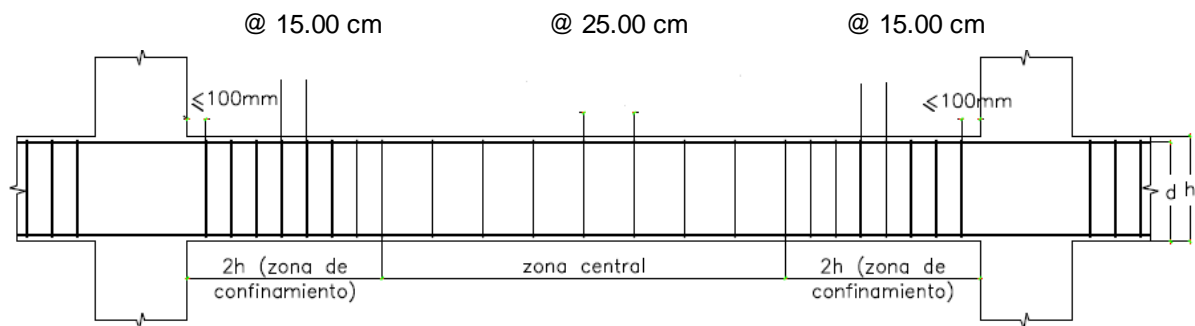
Fuera de la zona 2H (Zona central), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento segun la siguiente expresión:

$$S < = d / 2 = 28.00 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

Comparando (1) y (3) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 28.00 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento fuera de la zona 2H (zona central) sera de S= **25.00 cms**



3.2.11.5 Diseño de columnas

Propiedades geométricas

H =	280.00	cm	Altura de la columna
T2 =	45.00	cm	Base
T3 =	45.00	cm	Altura

T3 orientado con el eje: **X** Orientación según eje de coordenadas

Propiedades mecánicas

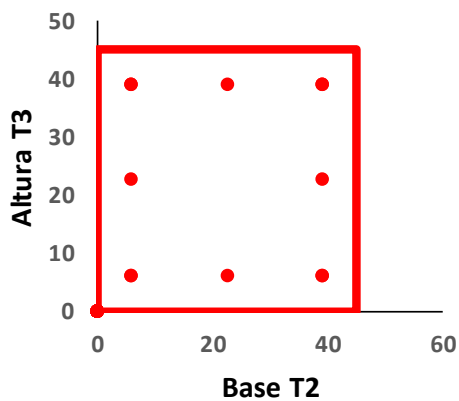
f'c =	210.00	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Capas //T2 =	3.00	capas	Número de capas paralelas a la base
Capas //T3 =	3.00	capas	Número de capas paralelas a la altura

Capas paralelas a la base T2

Capa Nº	As (cm ²)	Dist. (cm)
Capa 1	8.55	6.00
Capa 2	5.70	22.50
Capa 3	8.55	39.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00

Capas paralelas a la altura T3

Capa Nº	As (cm ²)	Dist. (cm)
Capa 1	8.55	6.00
Capa 2	5.70	22.50
Capa 3	8.55	39.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00



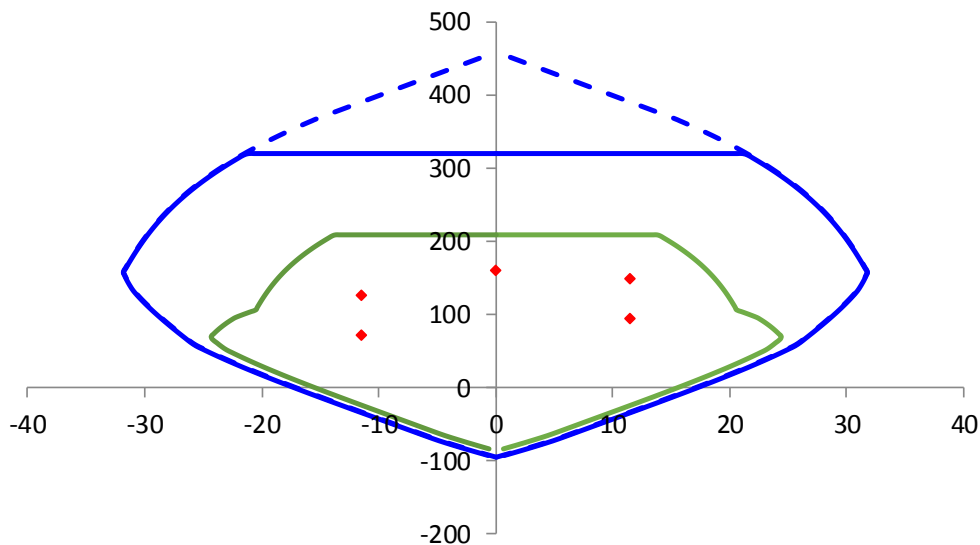
Cargas actuantes en T3

P_{cm} =	90.20	tn
P_{cv} =	19.30	tn
P_{cs} =	11.60	tn
M_{cm} =	0.02	tn-m
M_{cv} =	0.02	tn-m
M_{cs} =	11.49	tn-m
V_{cm} =	0.06	tn
V_{cv} =	0.02	tn
V_{cs} =	6.31	tn

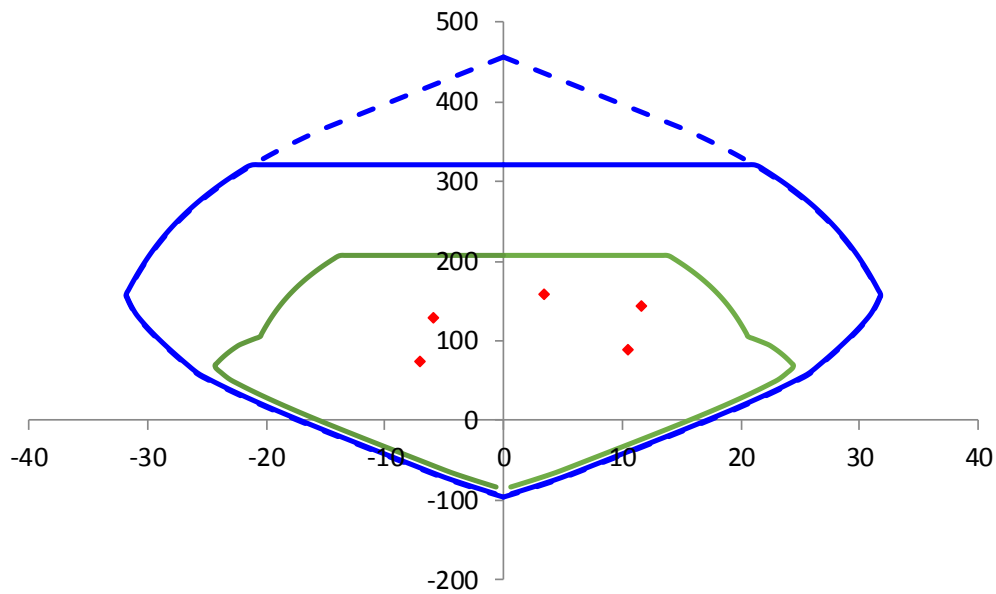
Cargas actuantes en el eje T2

P_{cm} =	90.20	tn
P_{cv} =	19.30	tn
P_{cs} =	7.41	tn
M_{cm} =	1.84	tn-m
M_{cv} =	0.43	tn-m
M_{cs} =	8.80	tn-m
V_{cm} =	1.21	tn
V_{cv} =	0.30	tn
V_{cs} =	5.87	tn

Combinación	P_u	M_u	V_u	e	Φ P_n
1.4cm+1.7cv	159.09	0.07	0.12		
1.25(cm+cv)+cs	148.48	11.54	6.41	0.078	196.46
1.25(cm+cv)-cs	125.28	-11.43	6.21		
0.9cm+cs	92.78	11.51	6.36	0.124	150.10
0.9cs-cs	69.58	-11.46	6.26		



Combinación	P_u	M_u	V_u	e	Φ P_n
1.4cm+1.7cv	159.09	3.32	2.20		
1.25(cm+cv)+cs	144.29	11.65	7.76	0.081	191.28
1.25(cm+cv)-cs	129.47	-5.96	3.98		
0.9cm+cs	88.59	10.46	6.96	0.118	155.87
0.9cs-cs	73.77	-7.14	4.78		



Verificación por flexocompresión biaxial

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Combinación	$1/\Phi P_{nx}$	$1/\Phi P_{ny}$	$1/\Phi p_{no}$	Σ	$1/\Phi p_i$	Obs
1.25(cm+cv)+cs	0.005090	0.005228	0.004807	0.0055	0.0067	Ok
0.9cm+cs	0.006662	0.006415	0.004807	0.0083	0.0108	Ok

Diseño por fuerza cortante

El cortante de diseño por fuerza cortante proviene de comparar el cortante máximo proveniente del análisis estructural con el cortante máximo proveniente del análisis por capacidad

Cortante proveniente del análisis por capacidad

Sentido paralelo a T3:

Combinación	Pu	ΦM_n	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	159.09	20.94	26.18	18.70	
1.25(cm+cv)+cs	144.29	21.36	26.70	19.07	
1.25(cm+cv)-cs	129.47	22.58	28.22	20.16	
0.9cm+cs	88.59	23.82	29.78	21.27	
0.9cs-cs	73.77	23.88	29.85	21.32	21.32

Sentido paralelo a T2:

Combinación	Pu	ΦMn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	159.09	20.94	26.18	18.70	
1.25(cm+cv)+cs	144.29	21.56	26.96	19.25	
1.25(cm+cv)-cs	129.47	22.40	28.00	20.00	
0.9cm+cs	88.59	24.01	30.01	21.43	
0.9cs-cs	73.77	24.27	30.34	21.67	21.67

El máximo cortante proveniente del análisis estructural es:

$$V_u = 7.76 \text{ tn}$$

El máximo cortante proveniente del análisis por capacidad es:

$$V_u = 21.67 \text{ tn}$$

Por lo tanto el máximo cortante para el análisis es el mayor:

$$V_u = 21.67 \text{ tn}$$

$$N_u = 73.77 \text{ tn}$$

El cortante admisibles es:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d = 15.55 \text{ tn}$$

Vc no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0,93 \sqrt{f_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}} = 27.31 \text{ tn}$$

Por lo tanto el cortante admisible es:

$$V_c = 15.55 \text{ tn}$$

$0.85 V_c < V_u \Rightarrow$ Diseñar estribos de acuerdo a lo indicado en la Norma E.060

$$\Phi V_n > V_u, \quad \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = (V_u / \Phi) - V_c = 9.94 \text{ tn}$$

Seleccione diametro de estribo = **3/8** \Rightarrow $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$

Seleccione el número de estribos = **3.00** Estribos

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

$$d = 39.00 \text{ cms}$$

$$S = 30.00 \text{ cms}$$

($S_{\text{máx}}=30\text{cms}$)

Zona 1:

$$S = 30.00 \text{ cms}$$

(separación calculada)

$$S = 25.00 \text{ cms}$$

(separación asumida)

Zona 2:

Menor diámetro colocado 5/8

$$8\Phi = 12.64 \text{ cms}$$

(ocho veces el diámetro)

(mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento)

$$0.5 \text{ dim} = 22.50 \text{ cms}$$

$$10.00 \text{ cms}$$

$$30.00 \text{ cms}$$

(S calculado por cortante)

Escogido el menor valor se tiene:

$$S = 10.00 \text{ cms}$$

(separación calculada)

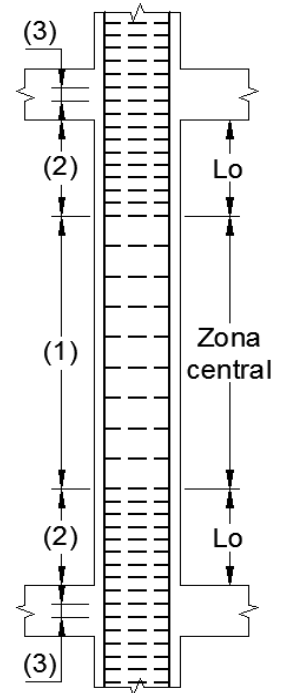
$$S = 10.00 \text{ cms}$$

(separación asumida)

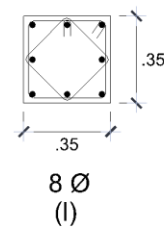
Zona 3:

$$S = 15.00 \text{ cms}$$

(separación calculada)



CUADRO DE COLUMNAS			
PISO	CONCRETO f_c' (Kg/cm ²)	P1	P2
PISO TECNICO	210		0.45 x 0.45 8Ø3/4" 2□3/8"@.25 (l)
1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7° Y 8° PISO	210	0.45 x 0.45 8Ø3/4" 2□3/8"@.25 (l)	0.45 x 0.45 8Ø3/4" 2□3/8"@.25 (l)



3.1.1.1 Diseño de zapata de columna P1

1) Dimensiones de la columna

t3	=	0.45 m
t2	=	0.45 m
f'c	=	210.00 kg/cm ²
t3 orientado con (X o Y)		X

2) Cargas aplicadas

Pm	=	107.07 tn
Pv	=	22.23 tn
Psx	=	10.51 tn
Psy	=	8.69 tn
Mmx	=	0.00 tn-m
Mvx	=	0.00 tn-m
Mmy	=	0.00 tn-m
Mvy	=	0.00 tn-m
Msx	=	0.90 tn-m
Msy	=	0.90 tn-m

3) Datos del terreno (capacidad admisible)

σ_t	=	4.28 kg/cm ²	=	42.80 tn/m ²
------------	---	-------------------------	---	-------------------------

4) Dimensionamiento

4.1) verificación (Momento sin sismo)

Pm=	107.07 Tn
Pv=	22.23 Tn
Mmx=	0.00 tn-m
Mvx=	0.00 tn-m
Mmy=	0.00 tn-m
Mvy=	0.00 tn-m

$$\text{Area tentativa} = \frac{129.30}{38.52} \times 1.05 = 3.52 \text{ m}^2$$

a) Buscando las dimensiones de la zapata:

Lx=	1.95 m
Ly=	1.95 m

b) Verificamos momentos en X

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2}$$

$$\sigma = \frac{135.77}{3.80} + \frac{0.00}{7.41} = 35.70 \text{ tn/m}^2$$

d) Verificamos biaxialmente

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{135.77}{3.80} + \frac{0.00}{7.41} + \frac{0.02}{7.41} = 35.71 \text{ tn/m}^2$$

4.2) Verificación (Sismo en X)

Pm	=	107.07 tn
Pv	=	22.23 tn
Psx	=	10.51 tn
Psy	=	8.69 tn
Mmx	=	0.00 tn-m
Mvx	=	0.00 tn-m
Mmy	=	0.00 tn-m
Mvy	=	0.00 tn-m
Msx	=	0.90 tn-m
Msy	=	0.90 tn-m

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{146.80}{3.80} + \frac{5.39}{7.41} + \frac{0.02}{7.41} = 39.34 \text{ tn/m}^2$$

4.3) verificación (Sismo en Y)

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{144.89}{3.80} + \frac{0.00}{7.41} + \frac{5.43}{7.41} = 38.84 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es $\sigma_{max} = 39.34 \text{ tn/m}^2 < 51.36 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Dimension a aumentar = **0.00** m

las nuevas dimensiones de la zapata son:

Lx= 1.95 m

Ly= 1.95 m

Verificamos momentos en X

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2}$$

$$\sigma = \frac{135.77}{3.80} + \frac{0.00}{7.41} = \mathbf{35.70 \text{ tn/m}^2}$$

Verificamos momentos en Y

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{135.77}{3.80} + \frac{0.02}{7.41} = \mathbf{35.71 \text{ tn/m}^2}$$

Verificamos biaxialmente

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{135.77}{3.80} + \frac{0.00}{7.41} + \frac{0.02}{7.41} = \mathbf{35.71 \text{ tn/m}^2}$$

Verificación (Sismo en X)

Pm	=	107.07 tn
Pv	=	22.23 tn
Psx	=	10.51 tn
Psy	=	8.69 tn
Mmx	=	0.00 tn-m
Mvx	=	0.00 tn-m
Mmy	=	0.00 tn-m
Mvy	=	0.00 tn-m
Msx	=	0.90 tn-m
Msy	=	0.90 tn-m



$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{146.80}{3.80} + \frac{5.39}{7.41} + \frac{0.02}{7.41} = 39.34 \text{ tn/m}^2$$

Verificación (Sismo en Y)

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{144.89}{3.80} + \frac{0.00}{7.41} + \frac{5.43}{7.41} = 38.84 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es $\sigma_{max} = 39.34 \text{ tn/m}^2 < 51.36 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Diseño

Cuando no se considera sismo:

$$\sigma_{max} = 1.60 \times 35.71 = 57.13 \text{ tn/m}^2$$

Cuando se considera sismo:

$$\sigma_{max} = 1.25 \times 39.34 = 49.17 \text{ tn/m}^2$$

Por lo tanto se efectuara el diseño con: $\sigma_{max} = 57.13 \text{ tn/m}^2$

Verificacion por punzonamiento

Se tienen volados iguales = 0.75 m

Ingrese el peralte de la zapata d = 0.50 m

La altura de la zapata será h = 0.60 m

$$b_o = 2.00 \times 0.95 + 2.00 \times 0.95 = 3.80 \text{ m}$$

$$A_o = 0.95 \times 0.95 = 0.90 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = 1.95 \times 1.95 = 3.80 \text{ m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) = 175.97 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$V_c = (0.53 + 1.1/B_c)(\text{Raiz}(f'_c) b_o d)$$

Donde $B_c = \frac{0.45}{0.45} = 1.00 \implies V_c = 321.2 \text{ tn}$

Por tanto $\phi V_c = 0.85 \times 321.24 = 273.06 \text{ tn}$

$\phi V_c > V_u \implies$ El peralte escogido es correcto

Por cortante

Cortante de diseño

$$V_u = \sigma \max L_x (\text{volado} - d)$$

$V_u = 57.13 * 1.95 (0.75 - 0.40) = 38.99 \text{ tn}$

Cortante resistente

$$V_c = 0.53 \text{ Raiz}(f'_c) L_x d = 59.91 \text{ tn}$$

Por tanto $\phi V_c = 0.85 \times 59.91 = 50.92 \text{ tn}$

$\phi V_c > V_u \implies$ El peralte escogido es correcto

Diseño por Flexión

Diametro (1/2, 5/8, 3/4, 1) **5/8**

Seccion 1-1

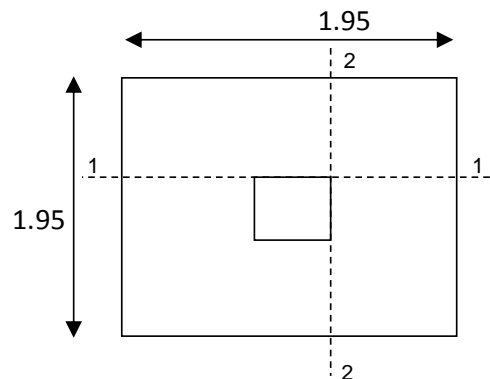
$$M_u = \sigma \max (\text{volado})^2 * L_x / 2$$

$M_u = 31.33 \text{ tn-m}$

$A_s = 21.41 \text{ cm}^2 / 1.95 \text{ m}$

$A_s = 10.98 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{smin} = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$



Seccion 2-2

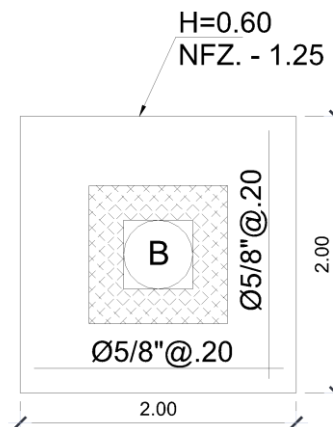
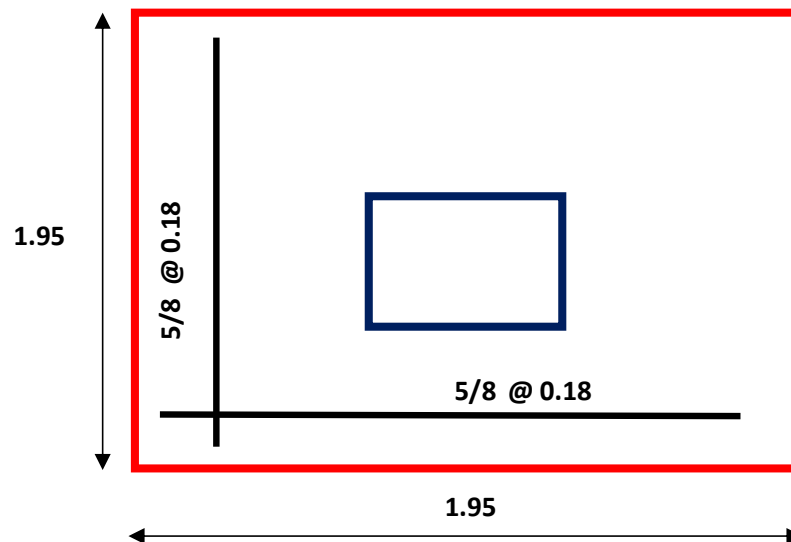
$$Mu = \sigma \max (\text{volado})^2 * Ly / 2$$

$$Mu = 31.33 \text{ tn-m}$$

$$As = 21.41 \text{ cm}^2 / 1.95 \text{ m}$$

$$As = 10.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{\min} = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$



Esquema de reforzamiento en zapata calculada.

3.3 Metrado, costos y presupuesto de edificación convencional

3.3.1 Metrado



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS			UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
01 00	ESTRUCTURAS									
01 01	MOVIMIENTO DE TIERRAS									
01 01 01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTO			m3						9.38
			EJE A-A	1	4.80	0.40	1.25	2.40		
			EJE B-B, B'-B' Y C-C	1	5.40	0.40	1.25	2.70		
			EJE D-D	1	4.80	0.40	1.25	2.40		
			EJE 2'-2'	1	2.30	0.40	1.25	1.15		
			EJE 5-5	1	1.45	0.40	1.25	0.73		
01 01 02	EXCAVACIONES PARA ZAPATAS			m3						210.84
			EJE A-A	1	9.87	4.00	1.25	49.35		
			EJE B-B Y C-C	1	6.25	3.80	1.25	29.69		
			EJE D-D	1	9.87	4.00	1.25	49.35		
			EJE 3-3	1	5.50	2.70	1.25	18.56		
			EJE 4-4 Y 5-5	1	9.94	5.30	1.25	63.89		
01 02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE									
01 02 01	CIMENTOS CORRIDOS (f'c=100kg/cm2 + 30% PG)			m3						5.24
			EJE A-A	1	4.80	0.40	0.70	1.34		
			EJE B-B, B'-B' Y C-C	1	5.40	0.40	0.70	1.51		
			EJE D-D	1	4.80	0.40	0.70	1.34		
			EJE 2'-2'	1	2.30	0.40	0.70	0.64		
			EJE 5-5	1	1.45	0.40	0.70	0.41		
01 02 02	SOLADO e=5cm			m3						6.90
			CIMENTOS	1	17.21	0.40	0.05	0.34		
			EJE A-A	1	9.87	4.00	0.05	1.97		
			EJE B-B Y C-C	1	6.25	3.80	0.05	1.19		
			EJE D-D	1	9.87	4.00	0.05	1.97		



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS			UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL	
					1	5.50	2.70	0.05	0.74		
					1	9.94	5.30	0.05	0.67		
01	02	03		FALSO PISO	m3					18.33	
				PRIMER PISO (f'c=140kg/cm2), e=4"	1	19.42	9.44	0.10	18.33		
01	03			OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
01	03	01		SOBRECIMIENTO							
01	03	01	01	SOBRECIMIENTOS CONCRETO (f'c=175kg/cm2)	m3					3.00	
				EJE A-A	1	4.80	0.40	0.40	0.77		
				EJE B-B, B'-B' Y C-C	1	5.40	0.40	0.40	0.86		
				EJE D-D	1	4.80	0.40	0.40	0.77		
				EJE 2'-2'	1	2.30	0.40	0.40	0.37		
				EJE 5-5	1	1.45	0.40	0.40	0.23		
01	03	01	02	SOBRECIMIENTO-ENCOFRADO Y DESECOFRADO	m2					117.15	
				EJE A-A	2	4.80		0.40	3.84		
				EJE B-B, B'-B' Y C-C	2	5.40		0.40	4.32		
				EJE D-D	2	4.80		0.40	3.84		
				EJE 2'-2'	2	2.30		0.40	1.84		
				EJE 5-5	2	1.45		0.40	1.16		
01	03	01	03	SOBRECIMIENTO-ACERO	kg					130.37	
				VER HOJA DE ACEROS							
01	03	02		ZAPATAS							
01	03	02	01	ZAPATAS DE COLUMNAS Y PLACAS (f'c=210kg/cm2)	m3					102.15	
				EJE A-A	1	9.87	4.00	0.60	23.69		
				EJE B-B Y C-C	1	6.25	3.80	0.60	14.25		
				EJE D-D	1	9.87	4.00	0.60	23.69		
				EJE 3-3	1	5.50	2.70	0.60	8.91		



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS			UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
					1	9.94	5.30	0.60	31.61	
01	03	02	02	ACERO DE ZAPATAS DE COLUMNAS Y PLACAS	kg					3926.40
VER HOJA DE ACEROS										
01	03	03		COLUMNAS						
01	03	03	01	COLUMNAS CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3					14.21
				EJE A-A	1	0.35	0.35	23.20	2.84	
				EJE B-B	1	0.35	0.35	23.20	2.84	
				EJE C-C	2	0.35	0.35	23.20	5.68	
				EJE D-D	1	0.35	0.35	23.20	2.84	
01	03	03	02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2					134.40
				EJE A-A	4	0.35		19.20	26.88	
				EJE B-B	4	0.35		19.20	26.88	
				EJE C-C	8	0.35		19.20	53.76	
				EJE D-D	4	0.35		19.20	26.88	
01	03	03	03	COLUMNAS ACERO	kg					3140.80
VER HOJA DE ACEROS										
01	03	04		PLACAS						
01	03	04	01	PLACAS CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3					205.90
				EJE A-A	1	8.15	0.25	23.20	47.27	
				EJE B-B	1	4.75	0.25	23.20	27.55	
				EJE C-C	1	3.05	0.25	23.20	17.69	
				EJE D-D	1	8.15	0.25	23.20	47.27	
				EJE 1-1	1	1.00	0.25	23.20	5.80	
				EJE 2-2	1	2.30	0.25	23.20	13.34	
				EJE 3-3	1	2.80	0.25	23.20	16.24	
				EJE 4-4	1	2.80	0.25	23.20	16.24	

PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
FECHA: jul-17

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS				UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
				EJE 5-5		1	2.50	0.25	23.20	14.50	
01	03	04	02	PLACAS - ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	M2						1647.20
				EJE A-A		2	8.15		23.20	378.16	
				EJE B-B		2	4.75		23.20	220.40	
				EJE C-C		2	3.05		23.20	141.52	
				EJE D-D		2	8.15		23.20	378.16	
				EJE 1-1		2	1.00		23.20	46.40	
				EJE 2-2		2	2.30		23.20	106.72	
				EJE 3-3		2	2.80		23.20	129.92	
				EJE 4-4		2	2.80		23.20	129.92	
				EJE 5-5		2	2.50		23.20	116.00	
01	03	04	03	PLACAS ACEROS	kg						24207.28
VER HOJA DE ACEROS											
01	03	05		VIGAS							
01	03	05	01	VIGAS 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7° Y 8° PISO (f'c=210kg/cm2)	m3						107.84
				EJE A-A		8.00	11.26	0.30	0.50	13.51	
				EJE B-B		8.00	14.36	0.30	0.50	17.23	
				EJE C-C		8.00	15.71	0.30	0.50	18.85	
				EJE D-D		8.00	11.26	0.30	0.50	13.51	
				EJE 1-1		8.00	7.84	0.30	0.50	9.41	
				EJE 1'-1'		8.00	2.30	0.20	0.20	0.74	
				EJE 2-2		8.00	6.44	0.30	0.50	7.73	
				EJE 2'-2'		8.00	2.30	0.20	0.20	0.74	
				EJE 2"-2"		8.00	2.30	0.20	0.20	0.74	
				EJE 3-3		8.00	6.54	0.30	0.50	7.85	
				EJE 3'-3'		8.00	2.30	0.20	0.20	0.74	



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS	UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
	EJE 3"-3"		8.00	2.30	0.20	0.20	0.74	
	EJE 4-4		8.00	6.54	0.30	0.50	7.85	
	EJE 4'-4'		8.00	2.30	0.20	0.20	0.74	
	EJE 5-5		8.00	6.24	0.30	0.50	7.49	
01 03 05 02	VIGAS 1º, 2º, 3º, 4º, 5º, 6º, 7º Y 8º PISO - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m3						620.57
	EJE A-A		24.00	11.26		0.30	81.07	
	EJE B-B		24.00	14.36		0.30	103.39	
	EJE C-C		24.00	15.71		0.30	113.11	
	EJE D-D		24.00	11.26		0.30	81.07	
	EJE 1-1		24.00	7.84		0.30	56.45	
	EJE 2-2		24.00	6.44		0.30	46.37	
	EJE 3-3		24.00	6.54		0.30	47.09	
	EJE 4-4		24.00	6.54		0.30	47.09	
	EJE 5-5		24.00	6.24		0.30	44.93	
01 03 05 03	ACERO VIGAS	kg						16457.23
				VER HOJA DE ACEROS				

PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO : MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN : SAN ISIDRO LIMA
 METRADO : RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
 FECHA : JULIO 2017

ITEM	DESCRIPCION	Ø	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	SUB-TOTAL	TOTAL
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO										
01.03.01	ZAPATAS										
01.03.01.01	ZAPATAS - ACERO Fy=4200 Kg/cm2										2529.90
	ZAPATA DE PL-4	1/2	2.00	14.00			6.60			184.80	
		1/2	2.00	40.00			2.80			224.00	
	ZAPATA DE PL-3 Y P1	1/2	2.00	9.00			4.10			73.80	
		1/2	2.00	23.00			2.10			96.60	
	ZAPATA DE PL-1, PL-2 Y P1	1/2	2.00	34.00			10.40			707.20	
		1/2	2.00	62.00			5.75			713.00	
	ZAPATA DE PL-2	1/2	1.00	16.00			5.90			94.40	
		1/2	1.00	35.00			3.10			108.50	
	ZAPATA DE PL-5, PL-6 Y P1	1/2	1.00	24.00			6.65			159.60	
		1/2	1.00	40.00			4.20			168.00	
01.03.02	SOBRECIMENTOS - ACERO Fy=4200 Kg/cm2										
01.03.02.01	SOBRECIMENTOS REFORZADOS - ACERO Fy=4200 Kg/cm2										130.37
	EJE A-A	3/8	1.00	3.00		4.70				7.90	
		3/8	1.00	16.00		3.00				26.88	
	EJE B-B Y C-C	3/8	1.00	3.00		8.20				13.78	
		3/8	1.00	28.00		3.00				47.04	
	EJE D-D	3/8	1.00	3.00		4.70				7.90	
		3/8	1.00	16.00		3.00				26.88	
01.03.03	COLUMNAS										
01.03.03.01	ACERO Fy=4200 KG/CM2 EN COLUMNAS										3140.80
	P1										
	Longitudinal	5/8	5.00	8.00				26.00		1612.00	
	Estribos	3/8	5.00	420.00		1.30				1528.80	
01.03.04	PLACAS										
01.03.04.01	COLUMNAS DE CONFINAMIENTO - ACERO Fy=4200 Kg/cm2										8545.28
	COLUMNAS PL-1, PL-2, P-3, PL-4, PL-5 Y PL-6	5/8	32.00	4.00				26.00		5158.40	
	ESTRIBOS	3/8	32.00	210.00		0.90				3386.88	
	PLACAS - ACERO Fy=4200 Kg/cm2										15662.00
	PLACA PL-1	1/2	4.00	18.00		26.00				1872.00	
		1/2	4.00	100.00		5.50				2200.00	
	GANCHOS	3/8	16.00	100.00		0.25				224.00	
	PLACA PL-2	1/2	4.00	9.00		26.00				936.00	
		1/2	4.00	100.00		3.00				1200.00	
	GANCHOS	3/8	10.00	100.00		0.25				140.00	
	PLACA PL-3	1/2	4.00	5.00		26.00				520.00	
		1/2	4.00	100.00		1.70				680.00	
	GANCHOS	3/8	4.00	100.00		0.25				56.00	
	PLACA PL-4	1/2	4.00	10.00		26.00				1040.00	
		1/2	4.00	100.00		3.20				1280.00	
	GANCHOS	3/8	8.00	100.00		0.25				112.00	
	PLACA PL-5	1/2	2.00	29.00		26.00				1508.00	
		1/2	2.00	100.00		9.60				1920.00	
	GANCHOS	3/8	13.00	100.00		0.25				182.00	
	PLACA PL-6	1/2	2.00	14.00		26.00				728.00	
		1/2	2.00	100.00		4.90				980.00	
	GANCHOS	3/8	6.00	100.00		0.25				84.00	



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO : MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN : SAN ISIDRO LIMA
 METRADO : RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
 FECHA : JULIO 2017

ITEM	DESCRIPCION	Ø	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	LONG	SUB-TOTAL	TOTAL
01.03.05	VIGAS						
01.03.05.01	VIGAS - ACERO Fy=4200 Kg/cm ²						16457.23
	PRIMER AL OCTAVO PISO						
	V01 (30x50)						
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	10.45	518.32	
	Refuerzo	5/8	8.00	4.00	1.15	57.04	
		3/4	8.00	6.00	5.00	537.60	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	9.85	88.26	
	Estribo	3/8	8.00	49.00	1.50	329.28	
	V02 (30x50)						
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	10.45	518.32	
	Refuerzo	5/8	8.00	4.00	1.15	57.04	
		5/8	8.00	8.00	5.00	496.00	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	9.85	88.26	
	Estribo	3/8	8.00	40.00	1.50	268.80	
	V03 (30x50)						
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	10.45	518.32	
	Refuerzo	5/8	8.00	4.00	5.00	248.00	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	9.85	88.26	
	Estribo	3/8	8.00	40.00	1.50	268.80	
	V04 (30x50)						
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	10.45	518.32	
	Refuerzo	5/8	8.00	8.00	1.15	114.08	
		5/8	8.00	6.00	5.00	372.00	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	9.85	88.26	
	Estribo	3/8	8.00	40.00	1.50	268.80	
	V05 (30x50)						
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	10.45	518.32	
	Refuerzo	5/8	8.00	16.00	2.60	515.84	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	9.85	88.26	
	Estribo	3/8	8.00	43.00	1.50	288.96	
	V06 (30x50)						
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	16.05	796.08	
	Refuerzo	5/8	8.00	9.00	2.60	290.16	
		5/8	8.00	5.00	4.50	279.00	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	15.45	138.43	
	Estribo	3/8	8.00	66.00	1.50	443.52	
	V07 (30x50)						


UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO : MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN : SAN ISIDRO LIMA
 METRADO : RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
 FECHA : JULIO 2017

ITEM	DESCRIPCION	Ø	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	LONG	SUB-TOTAL	TOTAL
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	20.00	992.00	
	Refuerzo	3/4	8.00	6.00	6.85	736.51	
		5/8	8.00	5.00	7.10	440.20	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	19.45	174.27	
	Estribo	3/8	8.00	81.00	1.50	544.32	
	V08 (30x50)						
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	20.50	1016.80	
	Refuerzo	5/8	8.00	7.00	12.40	1076.32	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	19.90	178.30	
	Estribo	3/8	8.00	90.00	1.50	604.80	
	V07 (30x50)						
	Negativo y positivo	5/8	8.00	4.00	16.05	796.08	
	Refuerzo	5/8	8.00	9.00	2.60	290.16	
		5/8	8.00	4.00	4.50	223.20	
	Montaje	3/8	8.00	2.00	15.45	138.43	
	Estribo	3/8	8.00	66.00	1.50	443.52	



HOJA DE RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS			UND	TOTAL
01 00	ESTRUCTURAS				
01 01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
01 01 01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTO			m3	9.38
01 01 02	EXCAVACIONES PARA ZAPATAS			m3	210.84
01 02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
01 02 01	CIMENTOS CORRIDOS (f _c =100kg/cm ² + 30% PG)			m3	5.24
01 02 02	SOLADO e=5cm			m3	6.90
01 02 03	FALSO PISO			m3	18.33
01 03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
01 03 01	SOBRECIMIENTO				
01 03 01 01	SOBRECIMENTOS CONCRETO (f _c =175kg/cm ²)			m3	3.00
01 03 01 02	SOBRECIMIENTO-ENCOFRADO Y DESECOFRADO			m2	117.15
01 03 01 03	SOBRECIMIENTO-ACERO			kg	130.37
01 03 02	ZAPATAS				
01 03 02 01	ZAPATAS DE COLUMNAS Y PLACAS (f _c =210kg/cm ²)			m3	102.15
01 03 02 02	ACERO DE ZAPATAS DE COLUMNAS Y PLACAS			kg	3926.40
01 03 03	COLUMNAS				
01 03 03 01	COLUMNAS CONCRETO (f _c =210kg/cm ²)			m3	14.21
01 03 03 02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESECOFRADO			M2	134.40
01 03 03 03	COLUMNAS ACERO			kg	3140.80
01 03 04	PLACAS				
01 03 04 01	PLACAS CONCRETO (f _c =210kg/cm ²)			m3	205.90
01 03 04 02	PLACAS - ENCOFRADO Y DESECOFRADO			M2	1647.20
01 03 04 03	PLACAS ACEROS			kg	24207.28
01 03 05	VIGAS				
01 03 05 01	VIGAS 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7° Y 8° PISO (f _c =210kg/cm ²)			m3	107.84
01 03 05 02	VIGAS 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7° Y 8° PISO - ENCOFRADO Y DESECOFRADO			m3	620.57
01 03 05 03	ACERO VIGAS			kg	16457.23

3.3.2 Costos y presupuesto

S10

VIVENDA MULTIFAMILIAR CONVENCIONAL - TESIS

Presupuesto

Presupuesto	Subpresupuesto	Cliente	Lugar	Costo al	17/07/2017
0103001	VIVIENDA MULTIFAMILIAR	DELGADO ALARCON, RONAL ALEXANDER	LIMA - LIMA - SAN ISIDRO		
001	ESTRUCTURAS				
01	ESTRUCTURAS				556,273.45
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				7,394.99
01.01.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	m3	9.38	33.58	314.98
01.01.02	EXCAVACION MANUAL PARA ZAPATAS	m3	210.84	33.58	7,080.01
01.02	CONCRETO SIMPLE				2,468.56
01.02.01	CONCRETO CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:8 (100 kg/cm2)+ 30% P.M.	m3	5.24	331.37	1,736.38
01.02.02	CONCRETO SOLADO e= 2" fc=80 kg/cm2	m2	6.90	29.26	201.89
01.02.03	CONCRETO FALSO PISO e=4"	m2	18.33	28.93	530.29
01.03	CONCRETO ARMADO				546,409.90
01.03.01	SOBRECIMIENTO				6,190.51
01.03.01.01	CONCRETO SOBRECIMIENTOS fc=175 kg/cm2	m3	3.00	331.37	994.11
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO	m2	117.15	39.26	4,599.31
01.03.01.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	130.37	4.58	597.09
01.03.02	ZAPATAS				62,700.09
01.03.02.01	CONCRETO ZAPATAS PARA COLUMNAS Y PLACAS fc=210 kg/cm2	m3	102.15	437.76	44,717.18
01.03.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN ZAPATAS	kg	3,926.40	4.58	17,982.91
01.03.03	COLUMNAS				26,474.68
01.03.03.01	CONCRETO COLUMNAS fc=210 kg/cm2	m3	14.21	437.76	6,220.57
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	134.40	43.67	5,869.25
01.03.03.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	3,140.80	4.58	14,384.86
01.03.04	PLACAS				291,591.88
01.03.04.01	CONCRETO PLACAS fc=210 kg/cm2	m3	205.90	528.36	108,789.32
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLACAS	m2	1,647.20	43.67	71,933.22
01.03.04.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	24,207.28	4.58	110,869.34
01.03.05	VIGAS				159,452.74
01.03.05.01	CONCRETO EN VIGAS fc=210 kg/cm2	m3	107.84	528.36	56,978.34
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m2	620.57	43.67	27,100.29
01.03.05.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	16,457.23	4.58	75,374.11
	COSTO DIRECTO				556,273.45

SON : QUINIENTOS CINCUENTISEIS MIL DOSCIENTOS SETENTITRES Y 45/100 NUEVOS SOLES

3.3.3 Análisis de precios unitarios

S10

VIVENDA MULTIFAMILIAR CONVENSIONAL - TESIS

Análisis de precios unitarios

0103001 VIVIENDA MULTIFAMILIAR						
001 ESTRUCTURAS					Fecha presupuesto	22/07/2017
01.01.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS PARA CIMIENTOS					
m3/DIA	4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por : m3		33.58	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
CAPATAZ		hh	0.1000	0.2000	20.00	4.00
PEON		hh	1.0000	2.0000	14.30	28.60
						32.60
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		3.0000	32.60	0.98
						0.98
01.01.02	EXCAVACION MANUAL PARA ZAPATAS					
m3/DIA	4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por : m3		33.58	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
CAPATAZ		hh	0.1000	0.2000	20.00	4.00
PEON		hh	1.0000	2.0000	14.30	28.60
						32.60
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		3.0000	32.60	0.98
						0.98
01.02.01	CONCRETO CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:8 (100 kg/cm2)+ 30% P.M.					
m3/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		331.37	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
CAPATAZ		hh	0.1000	0.0667	20.00	1.33
OPERARIO		hh	2.0000	1.3333	19.18	25.57
OFICIAL		hh	2.0000	1.3333	15.90	21.20
PEON		hh	8.0000	5.3333	14.30	76.27
						124.37
Materiales						
PIEDRA MEDIANA		m3		0.4200	80.00	33.60
HORMIGON		m3		0.8900	95.00	84.55
AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.1370	2.00	0.27
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		3.8900	20.20	78.58
						197.00
Equipos						
MEZCLADORA DE CONCRETO		hm	1.0000	0.6667	15.00	10.00



01.02.02 CONCRETO SOLADO e= 2" f'c=80 kg/cm2

m2/DIA 80.0000 EQ. 80.0000 Costo unitario directo por : m2 **29.26**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0100	20.00	0.20
OPERARIO	hh	1.0000	0.1000	19.18	1.92
OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	15.90	1.59
PEON	hh	5.0000	0.5000	14.30	7.15
					10.86
Materiales					
HORMIGON	m3		0.1210	95.00	11.50
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0080	2.00	0.02
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2500	20.20	5.05
					16.57
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	10.86	0.33
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.1000	15.00	1.50
					1.83

01.02.03 CONCRETO FALSO PISO e=4"

m2/DIA 80.0000 EQ. 80.0000 Costo unitario directo por : m2 **28.93**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0100	20.00	0.20
OPERARIO	hh	1.0000	0.1000	19.18	1.92
OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	15.90	1.59
PEON	hh	5.0000	0.5000	14.30	7.15
					10.86
Materiales					
HORMIGON	m3		0.1210	95.00	11.50
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0080	2.00	0.02
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2500	20.20	5.05
					16.57
Equipos					
MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	1.0000	0.1000	15.00	1.50
					1.50

01.03.01.01 CONCRETO SOBRECIMENTOS f'c=175 kg/cm2

m3/DIA 12.0000 EQ. 12.0000 Costo unitario directo por : m3 **331.37**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	20.00	1.33
OPERARIO	hh	2.0000	1.3333	19.18	25.57
OFICIAL	hh	2.0000	1.3333	15.90	21.20
PEON	hh	8.0000	5.3333	14.30	76.27
					124.37

Materiales					
PIEDRA MEDIANA	m3		0.4200	80.00	33.60
HORMIGON	m3		0.8900	95.00	84.55
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1370	2.00	0.27
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		3.8900	20.20	78.58
					197.00

Equipos					
MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	1.0000	0.6667	15.00	10.00
					10.00

01.03.01.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO

m2/DIA 14.0000 EQ. 14.0000 Costo unitario directo por : m2 39.26

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14
OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
					21.19

Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1300	3.50	0.46
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1300	3.50	0.46
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60
					17.43

Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	21.19	0.64
					0.64

01.03.01.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO

kg/DIA 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : kg 4.58

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
					1.12

Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21
					3.42

Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
					0.04

01.03.02.01 CONCRETO ZAPATAS PARA COLUMNAS Y PLACAS f'c=210 kg/cm2

m3/DIA 22.0000 EQ. 22.0000 Costo unitario directo por : m3 437.76

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					

CAPATAZ	hh	0.1000	0.0364	20.00	0.73
OPERARIO	hh	1.0000	0.3636	19.18	6.97
OFICIAL	hh	1.0000	0.3636	15.90	5.78
PEON	hh	5.0000	1.8182	14.30	26.00
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.7273	25.00	18.18
					57.66

Materiales

PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.8500	137.60	116.96
ARENA GRUESA	m3		0.5000	110.00	55.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.7400	20.20	196.75
					369.07

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	57.66	1.73
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.0000	0.3636	10.60	3.85
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.3636	15.00	5.45
					11.03

01.03.02.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN ZAPATAS

kg/DIA 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : kg **4.58**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
					1.12
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21
					3.42
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
					0.04

01.03.03.01 CONCRETO COLUMNAS f'c=210 kg/cm2

m3/DIA 22.0000 EQ. 22.0000 Costo unitario directo por : m3 **437.76**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0364	20.00	0.73
OPERARIO	hh	1.0000	0.3636	19.18	6.97
OFICIAL	hh	1.0000	0.3636	15.90	5.78
PEON	hh	5.0000	1.8182	14.30	26.00
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.7273	25.00	18.18
					57.66
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.8500	137.60	116.96
ARENA GRUESA	m3		0.5000	110.00	55.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.7400	20.20	196.75
					369.07

Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	57.66	1.73
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.0000	0.3636	10.60	3.85
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.3636	15.00	5.45
					11.03

01.03.03.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS

m2/DIA **14.0000** EQ. **14.0000** Costo unitario directo por : m2 **43.67**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14
OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
PEON	hh	0.5000	0.2857	14.30	4.09
					25.28
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	3.50	0.56
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1600	3.50	0.56
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60
					17.63
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	25.28	0.76
					0.76

01.03.03.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN COLUMNAS

kg/DIA **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **4.58**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
					1.12
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21
					3.42
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
					0.04

01.03.04.01 CONCRETO PLACAS f'c=210 kg/cm2

m3/DIA **12.0000** EQ. **12.0000** Costo unitario directo por : m3 **528.36**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	20.00	1.33
OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	19.18	12.79
OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	15.90	10.60

PEON	hh	8.0000	5.3333	14.30	76.27
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	2.0000	25.00	50.00

150.99

Materiales

PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.9000	137.60	123.84
ARENA GRUESA	m3		0.4000	110.00	44.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	20.20	181.80
MADERA TORNILLO	p2		0.0833	3.90	0.32

350.32

Equipos

WINCHE ELECTRICO 3.6 HP DE DOS BALDES	hm	1.0000	0.6667	18.00	12.00
VIBRADOR A GASOLINA	día	1.0000	0.0833	10.60	0.88
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.6667	15.00	10.00
ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.0833	50.00	4.17

27.05

01.03.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLACAS

m2/DIA 14.0000 EQ. 14.0000 Costo unitario directo por : m2 43.67

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14
OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
PEON	hh	0.5000	0.2857	14.30	4.09

25.28

Materiales

ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	3.50	0.56
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1600	3.50	0.56
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60

17.63

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	25.28	0.76
-----------------------	-----	--	--------	-------	------

0.76

01.03.04.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN PLACAS

kg/DIA 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : kg 4.58

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51

1.12

Materiales

ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21

3.42

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01



01.03.05.01

CONCRETO EN VIGAS f'c=210 kg/cm2

m3/DIA 12.0000 EQ. 12.0000 Costo unitario directo por : m3 528.36

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	20.00	1.33
OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	19.18	12.79
OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	15.90	10.60
PEON	hh	8.0000	5.3333	14.30	76.27
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	2.0000	25.00	50.00
					150.99
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.9000	137.60	123.84
ARENA GRUESA	m3		0.4000	110.00	44.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	20.20	181.80
MADERA TORNILLO	p2		0.0833	3.90	0.32
					350.32
Equipos					
WINCHE ELECTRICO 3.6 HP DE DOS BALDES	hm	1.0000	0.6667	18.00	12.00
VIBRADOR A GASOLINA	día	1.0000	0.0833	10.60	0.88
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.6667	15.00	10.00
ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.0833	50.00	4.17
					27.05

01.03.05.02

ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE VIGAS

m2/DIA 14.0000 EQ. 14.0000 Costo unitario directo por : m2 43.67

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14
OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
PEON	hh	0.5000	0.2857	14.30	4.09
					25.28
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	3.50	0.56
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1600	3.50	0.56
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60
					17.63
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	25.28	0.76
					0.76

01.03.05.03

ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN VIGAS


kg/DIA 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : kg 4.58

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
---------------------	--------	-----------	----------	------------	-------------

Mano de Obra						
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61	
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51	
						1.12
Materiales						
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21	
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21	
						3.42
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	1.12	0.03	
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01	
						0.04

3.4 Metrado, costos y presupuesto de edificación aislada

3.4.1 Metrado

 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO										
PLANILLA DE METRADOS										
PROYECTO:		VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN								
UBICACIÓN:		SAN ISIDRO-LIMA								
METRADO:		RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN								
ESPECIALIDAD:		ESTRUCTURAS								
FECHA:		jul-17								
ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS			UND	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
01 00	ESTRUCTURAS									
01 01	MOVIMIENTO DE TIERRAS									
01 01 01	EXCAVACION MASIVA PARA PISO TECNICO			m3						436.00
			AREA A CONSTRUIR		1	20.00	10.00	2.18	436.00	
01 01 02	EXCAVACIONES PARA ZAPATAS			m3						56.97
			EJE A-A		3	2.00	2.00	0.60	7.20	
					2	1.70	1.70	0.60	3.47	
			MURO		2	10.36	1.15	0.60	14.30	
			EJE B-B		3	2.00	2.00	0.60	7.20	
					2	1.70	1.70	0.60	3.47	
			EJE C-C		3	2.00	2.00	0.60	7.20	
					2	1.70	1.70	0.60	3.47	
			EJE D-D		3	2.00	2.00	0.60	7.20	
					2	1.70	1.70	0.60	3.47	



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM		DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS	UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
01	02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
01	02	01 SOLADO ZAPATAS e=5cm	m3						4.75
		EJE A-A		3	2.00	2.00	0.05	0.60	
				2	1.70	1.70	0.05	0.29	
				2	10.36	1.15	0.05	1.19	
		EJE B-B		3	2.00	2.00	0.05	0.60	
				2	1.70	1.70	0.05	0.29	
		EJE C-C		3	2.00	2.00	0.05	0.60	
				2	1.70	1.70	0.05	0.29	
		EJE D-D		3	2.00	2.00	0.05	0.60	
				2	1.70	1.70	0.05	0.29	
01	02	03 FALSO PISO	m3						12.00
		PISO TECNICO (f'c=140kg/cm2), e=4"		1	19.70	9.70	0.10	19.11	
		EJE A-A		3	2.00	2.00	0.10	-1.20	
				2	1.70	1.70	0.10	-0.58	
		EJE B-B		3	2.00	2.00	0.10	-1.20	
				2	1.70	1.70	0.10	-0.58	
		EJE C-C		3	2.00	2.00	0.10	-1.20	
				2	1.70	1.70	0.10	-0.58	
		EJE D-D		3	2.00	2.00	0.10	-1.20	
				2	1.70	1.70	0.10	-0.58	
01	03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
01	03	01 ZAPATAS							
01	03	01 01 ZAPATAS DE PEDESATAL CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3						56.97
		EJE A-A		3	2.00	2.00	0.60	7.20	
				2	1.70	1.70	0.60	3.47	


UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
FECHA: jul-17

ITEM				DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS	UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
				ZAPATA DE MURO		2	10.36	1.15	0.60	14.30	
				EJE B-B		3	2.00	2.00	0.60	7.20	
						2	1.70	1.70	0.60	3.47	
				EJE C-C		3	2.00	2.00	0.60	7.20	
						2	1.70	1.70	0.60	3.47	
				EJE D-D		3	2.00	2.00	0.60	7.20	
						2	1.70	1.70	0.60	3.47	
01	03	01	02	ACERO DE ZAPATAS fy=4200 kg/cm2	kg						1643.26
VER HOJA DE ACEROS											
01	03	02		PEDESTAL							
01	03	02	01	PEDESTAL CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3						13.72
				EJE A-A		3	1.00	1.00	0.80	2.40	
						2	0.70	0.70	1.05	1.03	
				EJE B-B		3	1.00	1.00	0.80	2.40	
						2	0.70	0.70	1.05	1.03	
				EJE C-C		3	1.00	1.00	0.80	2.40	
						2	0.70	0.70	1.05	1.03	
				EJE D-D		3	1.00	1.00	0.80	2.40	
						2	0.70	0.70	1.05	1.03	
01	03	02	02	PEDESTAL - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2						69.36
				EJE A-A		24	1.00		0.80	19.20	
						16	0.70		1.05		
				EJE B-B		24	1.00		0.80		
						16	0.70		1.05		
				EJE C-C		24	1.00		0.80	19.20	
						16	0.70		1.05		


UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
FECHA: jul-17

ITEM				DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS	UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
				EJE D-D		24	1.00		0.80	19.20	
						16	0.70		1.05	11.76	
01	03	02	03	PEDESTAL ACERO fy=4200 kg/cm2	kg						3035.31
VER HOJA DE ACEROS											
01	03	03		MURO DE CONTENCIÓN							
01	03	03	01	MURO CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3						19.62
				EJE A-A		1	20.00	0.15	2.18	6.54	
				EJE D-D		1	20.00	0.15	2.18	6.54	
				EJE 1-1		1	10.00	0.15	2.18	3.27	
				EJE 5-5		1	10.00	0.15	2.18	3.27	
01	03	03	02	MURO - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2						130.80
				EJE A-A		1	20.00		2.18	43.60	
				EJE D-D		1	20.00		2.18	43.60	
				EJE 1-1		1	10.00		2.18	21.80	
				EJE 5-5		1	10.00		2.18	21.80	
01	03	03	03	MURO ACEROS fy=4200 kg/cm2	kg						1266.40
VER HOJA DE ACEROS											
01	03	04		CAPITEL							
01	03	04	01	CAPITEL CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3						13.56
				EJE A-A		5.00	1.00	1.00	0.85	4.25	
				EJE B-B		5.00	1.00	1.00	0.85	4.25	
				EJE C-C		5.00	1.00	1.00	0.85	4.25	
				EJE D-D		5.00	1.00	1.00	0.85	4.25	
				COLUMNAS		20.00	0.45	0.45	0.85	-3.44	
01	03	04	02	CAPITEL - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2						52.00
				EJE A-A		20.00	1.00		0.65	13.00	



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS				UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
				EJE B-B		20.00	1.00		0.65	13.00	
				EJE C-C		20.00	1.00		0.65	13.00	
				EJE D-D		20.00	1.00		0.65	13.00	
01	03	04	03	CAPITEL ACEROS fy=4200 kg/cm2	kg						1674.00
VER HOJA DE ACEROS											
01	03	05		COLUMNAS							
01	03	05	01	COLUMNAS CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3						102.67
				P1		19.00	0.45	0.45	24.00	92.34	
				P2		2.00	0.45	0.45	25.50	10.33	
01	03	05	02	COLUMNAS ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2						761.40
				P1		76.00	0.45		20.00	684.00	
				P2		8.00	0.45		21.50	77.40	
01	03	05	03	COLUMNAS ACEROS fy=4200 kg/cm2	kg						9396.80
VER HOJA DE ACEROS											
01	03	06		VIGAS							
01	03	06	01	VIGAS CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3						145.00
PISO TECNICO											
				EJE A-A		1.00	14.46	0.30	0.75	3.25	
				EJE B-B		1.00	14.56	0.30	0.75	3.28	
				EJE C-C		1.00	14.46	0.30	0.75	3.25	
				EJE D-D		1.00	14.46	0.30	0.75	3.25	
				EJE 1-1		1.00	6.00	0.30	0.75	1.35	
				EJE 2-2		1.00	5.44	0.30	0.75	1.22	
				EJE 3-3		1.00	5.44	0.30	0.75	1.22	
				EJE 4-4		1.00	5.44	0.30	0.75	1.22	
				EJE 5-5		1.00	5.44	0.30	0.75	1.22	



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS	UND	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL
	1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7° Y 8° PISO							
	EJE A-A		8.00	17.20	0.30	0.55	22.70	
	EJE B-B		8.00	16.75	0.30	0.55	22.11	
	EJE C-C		8.00	17.20	0.30	0.55	22.70	
	EJE D-D		8.00	17.20	0.30	0.55	22.70	
	EJE 1-1		8.00	7.65	0.25	0.40	6.12	
	EJE 2-2		8.00	7.65	0.30	0.40	7.34	
	EJE 3-3		8.00	7.65	0.30	0.40	7.34	
	EJE 4-4		8.00	7.65	0.30	0.40	7.34	
	EJE 5-5		8.00	7.65	0.30	0.40	7.34	
01 03 06 02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2						846.28
	EJE A-A		16.00	17.20		0.55	151.36	
	EJE B-B		16.00	16.75		0.55	147.40	
	EJE C-C		16.00	17.20		0.55	151.36	
	EJE D-D		16.00	17.20		0.55	151.36	
	EJE 1-1		16.00	7.65		0.40	48.96	
	EJE 2-2		16.00	7.65		0.40	48.96	
	EJE 3-3		16.00	7.65		0.40	48.96	
	EJE 4-4		16.00	7.65		0.40	48.96	
	EJE 5-5		16.00	7.65		0.40	48.96	
01 03 06 03	VIGAS - ACEROS fy=4200 kg/cm2	kg						20333.58
				VER HOJA DE ACEROS				



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
 UBICACIÓN : SAN ISIDRO - LIMA
 METRADO : RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
 FECHA : JULIO 2017

ITEM	DESCRIPCION	Ø	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	SUB-TOTAL	TOTAL
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO											
01.03.01	ZAPATAS											
01.03.01.01	ZAPATAS - ACERO Fy=4200 Kg/cm2											1643.26
	EJE A-A	5/8	3.00	18.00				2.20			184.38	
		5/8	2.00	14.00				1.90			82.57	
	EJE B-B	5/8	3.00	18.00				2.20			184.38	
		5/8	2.00	14.00				1.90			82.57	
	EJE C-C	5/8	3.00	18.00				2.20			184.38	
		5/8	2.00	14.00				1.90			82.57	
	EJE D-D	5/8	3.00	18.00				2.20			184.38	
		5/8	2.00	14.00				1.90			82.57	
	MURO	5/8	2.00	51.00				1.40			221.63	
		5/8	2.00	6.00				19.00			353.86	
01.03.02	PEDESTALES - ACERO Fy=4200 Kg/cm2											3035.31
	EJE A-A	1	3.00	20.00						1.45	345.39	
		3/4	2.00	16.00					1.70		121.86	
	ESTRIBOS PD-1	3/8	3.00	11.00		10.20					188.50	
	ESTRIBOS PD-2	3/8	2.00	13.00		7.08					103.08	
	EJE B-B	1	3.00	20.00						1.45	345.39	
		3/4	2.00	16.00					1.70		121.86	
	ESTRIBOS PD-1	3/8	3.00	11.00		10.20					188.50	
	ESTRIBOS PD-2	3/8	2.00	13.00		7.08					103.08	
	EJE C-C	1	3.00	20.00						1.45	345.39	
		3/4	2.00	16.00					1.70		121.86	
	ESTRIBOS PD-1	3/8	3.00	11.00		10.20					188.50	
	ESTRIBOS PD-2	3/8	2.00	13.00		7.08					103.08	
	EJE D-D	1	3.00	20.00						1.45	345.39	
		3/4	2.00	16.00					1.70		121.86	
	ESTRIBOS PD-1	3/8	3.00	11.00		10.20					188.50	
	ESTRIBOS PD-2	3/8	2.00	13.00		7.08					103.08	
01.03.03	MURO DE CONTENCIÓN - ACERO Fy=4200 Kg/cm2											1266.40
	EJE A-A	1/2	1.00	10.00			20.00				200.00	
		1/2	1.00	79.00			2.80				221.20	
	EJE D-D	1/2	1.00	10.00			20.00				200.00	
		1/2	1.00	79.00			2.80				221.20	
	EJE 1-1	1/2	1.00	10.00			10.00				100.00	
		1/2	1.00	40.00			2.80				112.00	
	EJE 5-5	1/2	1.00	10.00			10.00				100.00	
		1/2	1.00	40.00			2.80				112.00	
01.03.04	CAPITELES - ACERO Fy=4200 Kg/cm2											1674.00
	EJE A-A	5/8	5.00	8.00				3.30			204.60	
		5/8	5.00	8.00				3.45			213.90	
	EJE B-B	5/8	5.00	8.00				3.30			204.60	
		5/8	5.00	8.00				3.45			213.90	
	EJE C-C	5/8	5.00	8.00				3.30			204.60	
		5/8	5.00	8.00				3.45			213.90	
	EJE D-D	5/8	5.00	8.00				3.30			204.60	
		5/8	5.00	8.00				3.45			213.90	
01.03.05	COLUMNAS - ACERO Fy=4200 Kg/cm2											9396.80
	P1	3/4	19.00	8.00					24.80		8443.90	
	P2	3/4	2.00	8.00					25.80		924.67	
	ESTRIBOS	3/8	21.00	2.00		1.20					28.22	



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
 UBICACIÓN : SAN ISIDRO - LIMA
 METRADO : RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
 FECHA : JULIO 2017

ITEM	DESCRIPCION	Ø	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	LONG	SUB-TOTAL	TOTAL
01.03.06	VIGAS						
01.03.06.01	VIGAS - ACERO Fy=4200 Kg/cm ²						20333.58
	PISO TECNICO						
	SA-V01 (30x75)						
	Negativo y positivo	3/4	1.00	4.00	9.65	86.46	
	Refuerzo	3/4	1.00	4.00	3.95	35.39	
		3/4	1.00	5.00	9.40	105.28	
		3/4	1.00	4.00	2.80	-25.09	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	9.35	10.47	
	Estribo	3/8	1.00	41.00	1.80	41.33	
	SA-V02 (30x75)						
	Negativo y positivo	3/4	1.00	4.00	9.65	86.46	
	Refuerzo	3/4	1.00	4.00	1.50	13.44	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	9.35	10.47	
	Estribo	3/8	1.00	36.00	1.80	36.29	
	SA-V03, 4 Y 5 (30x75)						
	Negativo y positivo	3/4	1.00	4.00	9.65	86.46	
	Refuerzo	5/8	1.00	4.00	1.50	9.30	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	9.35	10.47	
	Estribo	3/8	1.00	36.00	1.80	36.29	
	SA-V06 (30x75)						
	Negativo y positivo	3/4	1.00	4.00	20.00	179.20	
	Refuerzo	5/8	1.00	6.00	11.37	105.74	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.38	21.71	
	Estribo	3/8	1.00	90.00	1.80	90.72	
	SA-V07 (30x75)						
	Negativo y positivo	3/4	1.00	4.00	20.00	179.20	
	Refuerzo	3/4	1.00	1.00	2.60	5.82	
		5/8	1.00	7.00	12.84	139.31	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.38	21.71	
	Estribo	3/8	1.00	94.00	1.80	94.75	
	SA-V08 (30x75)						
	Negativo y positivo	3/4	1.00	4.00	20.00	179.20	
	Refuerzo	5/8	1.00	10.00	15.10	234.05	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.38	21.71	
	Estribo	3/8	1.00	90.00	1.80	90.72	
	SA-V09 (30x75)						
	Negativo y positivo	3/4	1.00	4.00	20.00	179.20	
	Refuerzo	5/8	1.00	4.00	7.85	48.67	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.38	21.71	
	Estribo	3/8	1.00	90.00	1.80	90.72	
	PRIMER AL SETIMO PISO						
	V01 (25x40)						
	Negativo y positivo	1/2	7.00	4.00	9.95	278.60	



PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
 UBICACIÓN : SAN ISIDRO - LIMA
 METRADO : RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
 FECHA : JULIO 2017

ITEM	DESCRIPCION	Ø	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	LONG	SUB-TOTAL	TOTAL
	Refuerzo	5/8	7.00	7.00	3.30	250.64	
		1/2	7.00	7.00	11.45	561.05	
	Montaje	3/8	7.00	2.00	9.35	73.30	
	Estribo	3/8	7.00	46.00	1.10	198.35	
	V02, 03 (25x40)						
	Negativo y positivo	1/2	7.00	8.00	9.95	557.20	
	Refuerzo	1/2	7.00	22.00	6.00	924.00	
	Montaje	3/8	7.00	4.00	9.35	146.61	
	Estribo	3/8	7.00	92.00	1.10	396.70	
	V04, 05 (25x40)						
	Negativo y positivo	1/2	7.00	8.00	9.95	557.20	
	Refuerzo	1/2	7.00	24.00	6.00	1008.00	
	Montaje	3/8	7.00	4.00	9.35	146.61	
	Estribo	3/8	7.00	92.00	1.10	396.70	
	V06 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	7.00	4.00	11.00	477.40	
	Refuerzo	1/2	7.00	2.00	9.15	128.10	
	Montaje	3/8	7.00	2.00	19.38	151.94	
	Estribo	3/8	7.00	97.00	1.50	570.36	
	V07 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	7.00	4.00	11.00	477.40	
	Refuerzo	1/2	7.00	5.00	12.35	432.25	
	Montaje	3/8	7.00	2.00	19.38	151.94	
	Estribo	3/8	7.00	98.00	1.50	576.24	
	V08 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	7.00	4.00	11.00	477.40	
	Refuerzo	1/2	7.00	5.00	12.35	432.25	
	Montaje	3/8	7.00	2.00	19.38	151.94	
	Estribo	3/8	7.00	98.00	1.50	576.24	
	V07 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	7.00	4.00	20.00	868.00	
	Refuerzo	1/2	7.00	6.00	6.85	287.70	
		5/8	7.00	5.00	7.10	385.18	
	Montaje	3/8	7.00	2.00	19.45	152.49	
	Estribo	3/8	7.00	81.00	1.50	476.28	
	V08 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	7.00	4.00	20.50	889.70	
	Refuerzo	1/2	7.00	6.00	13.65	573.30	
	Montaje	3/8	7.00	2.00	19.90	156.02	
	Estribo	3/8	7.00	97.00	1.50	570.36	
	V09 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	7.00	4.00	20.50	889.70	
	Refuerzo	1/2	7.00	6.00	10.70	449.40	
	Montaje	3/8	7.00	2.00	19.90	156.02	

PLANILLA DE METRADOS

PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
 UBICACIÓN : SAN ISIDRO - LIMA
 METRADO : RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
 FECHA : JULIO 2017

ITEM	DESCRIPCION	Ø	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	LONG	SUB-TOTAL	TOTAL
	Estribo	3/8	7.00	97.00	1.50	570.36	
	OCTAVO PISO						
	V01 (25x40)						
	Negativo y positivo	1/2	1.00	4.00	9.95	39.80	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	9.35	10.47	
	Estribo	3/8	1.00	46.00	1.10	28.34	
	V02, 03 (25x40)						
	Negativo y positivo	1/2	1.00	8.00	9.95	79.60	
	Estribo	3/8	1.00	92.00	1.10	56.67	
	V04, 05 (25x40)						
	Negativo y positivo	1/2	1.00	8.00	9.95	79.60	
	Montaje	3/8	1.00	4.00	9.35	20.94	
	Estribo	3/8	1.00	92.00	1.10	56.67	
	V06 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	1.00	4.00	11.00	68.20	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.38	21.71	
	Estribo	3/8	1.00	97.00	1.50	81.48	
	V07 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	1.00	4.00	11.00	68.20	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.38	21.71	
	Estribo	3/8	1.00	98.00	1.50	82.32	
	V08 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	1.00	4.00	11.00	68.20	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.38	21.71	
	Estribo	3/8	1.00	98.00	1.50	82.32	
	V07 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	1.00	4.00	20.00	124.00	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.45	21.78	
	Estribo	3/8	1.00	81.00	1.50	68.04	
	V08 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	1.00	4.00	20.50	127.10	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.90	22.29	
	Estribo	3/8	1.00	97.00	1.50	81.48	
	V09 (30x55)						
	Negativo y positivo	5/8	1.00	4.00	20.50	127.10	
	Montaje	3/8	1.00	2.00	19.90	22.29	
	Estribo	3/8	1.00	97.00	1.50	81.48	



HOJA DE RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN
 UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA
 METRADO: RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCÓN
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
 FECHA: jul-17

ITEM		DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS		UND	TOTAL
01	00		ESTRUCTURAS		
01	01		MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01	01	01	EXCAVACION MASIVA PARA PISO TECNICO	m3	436.00
01	01	02	EXCAVACIONES PARA ZAPATAS	m3	56.97
01	02		OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01	02	01	SOLADO ZAPATAS e=5cm	m3	4.75
01	02	03	FALSO PISO	m3	12.00
01	03		OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01	03	01	ZAPATAS		
01	03	01	01 ZAPATAS DE PEDESATAL CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3	56.97
01	03	01	02 ACERO DE ZAPATAS fy=4200 kg/cm2	kg	1643.26
01	03	02	PEDESTAL		
01	03	02	01 PEDESTAL CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3	13.72
01	03	02	02 PEDESTAL - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	69.36
01	03	02	03 PEDESTAL ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	3035.31
01	03	03	MURO DE CONTENCIÓN		
01	03	03	01 MURO CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3	19.62
01	03	03	02 MURO - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	130.80
01	03	03	03 MURO ACEROS fy=4200 kg/cm2	kg	1266.40
01	03	04	CAPITEL		
01	03	04	01 CAPITEL CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3	13.56
01	03	04	02 CAPITEL - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	52.00
01	03	04	03 CAPITEL ACEROS fy=4200 kg/cm2	kg	1674.00
01	03	05	COLUMNAS		
01	03	05	01 COLUMNAS CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3	102.67

ITEM		DESCRIPCIÓN DE PARTIDAS				UND	TOTAL
01	03	05	02	COLUMNAS ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	761.40	
01	03	05	03	COLUMNAS ACEROS fy=4200 kg/cm2	kg	9396.80	
01	03	06		VIGAS			
01	03	06	01	VIGAS CONCRETO (f'c=210kg/cm2)	m3	145.00	
01	03	06	02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	846.28	
01	03	06	03	VIGAS - ACEROS fy=4200 kg/cm2	kg	20333.58	

3.4.2 Costo y presupuesto

S10

VIVENDA MULTIFAMILIAR TESIS

0103001 VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN

001 ESTRUCTURAS

DELGADO ALARCON, RONAL ALEXANDER
LIMA - LIMA - SAN ISIDRO

Costo al 22/07/2017

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
ESTRUCTURAS				878,685.38
MOVIMIENTO DE TIERRAS				69,305.57
EXCAVACION MASIVA CON ELIMINACION	m3	436.00	154.57	67,392.52
EXCAVACION MANUAL PARA ZAPATAS	m3	56.97	33.58	1,913.05
CONCRETO SIMPLE				486.15
CONCRETO SOLADO e= 2" f'c=80 kg/cm2	m2	4.75	29.26	138.99
CONCRETO FALSO PISO e=4"	m2	12.00	28.93	347.16
CONCRETO ARMADO				422,617.86
ZAPATAS				32,770.68
CONCRETO ZAPATAS PARA PEDESTALES f'c=210 kg/cm2	m3	56.97	443.12	25,244.55
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN ZAPATAS	kg	1,643.26	4.58	7,526.13
PEDESTAL				22,936.74
PEDESTAL CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	13.72	437.76	6,006.07
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PEDESTALES	m2	69.36	43.67	3,028.95
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN PEDESTALES	kg	3,035.31	4.58	13,901.72
MURO DE CONTENCIÓN				21,878.57
MURO CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	19.62	528.36	10,366.42
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	m2	130.80	43.67	5,712.04
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN MURO	kg	1,266.40	4.58	5,800.11



CAPITEL					17,102.32
CONCRETO EN CAPITELES $f_c=210$ kg/cm ²	m3	13.56	528.36	7,164.56	
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE CAPITEL	m2	52.00	43.67	2,270.84	
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² EN CAPITELES	kg	1,674.00	4.58	7,666.92	
COLUMNAS					121,232.50
CONCRETO COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	102.67	437.76	44,944.82	
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	761.40	43.67	33,250.34	
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² EN COLUMNAS	kg	9,396.80	4.58	43,037.34	
VIGAS					206,697.05
CONCRETO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	145.00	528.36	76,612.20	
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE VIGAS	m2	846.28	43.67	36,957.05	
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² EN VIGAS	kg	20,333.58	4.58	93,127.80	
AISLADORES					294,549.48
AISLADOR CON NUCLEO DE PLOMO (LRB)	und	12.00	24,545.79	294,549.48	
DESLIZADORES					91,726.32
DESLIZADOR (Slider A)	und	8.00	11,465.79	91,726.32	
COSTO DIRECTO					878,685.38

SON : OCHOCIENTOS SETENTIOCHO MIL SEISCIENTOS OCHENTICINCO Y 38/100 NUEVOS SOLES

3.4.3 Análisis de precios unitarios

S10

VIVENDA MULTIFAMILIAR TESIS

Análisis de precios unitarios

0103001 VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON AISLACIÓN						
001 ESTRUCTURAS						Fecha presupuesto 27/07/2017
1.1.1 EXCAVACION MASIVA CON ELIMINACION						
m3/DIA	400.0000	EQ. 400.0000		Costo unitario directo por : m3		154.57
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
PEON		hh	2.0000	0.0400	14.30	0.57
Equipos						
RETROEXCAVADOR CARGADOR FIAT FT.900T		hm	1.0000	0.0200	200.00	4.00
Subcontratos						
SC ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON VOLQUET		m3		1.0000	150.00	150.00
150.00						
1.1.2 EXCAVACION MANUAL PARA ZAPATAS						
m3/DIA	4.0000	EQ. 4.0000		Costo unitario directo por : m3		33.58
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
CAPATAZ		hh	0.1000	0.2000	20.00	4.00
PEON		hh	1.0000	2.0000	14.30	28.60
32.60						



Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	32.60	0.98
					0.98

1.2.1 CONCRETO SOLADO e= 2" f'c=80 kg/cm2

m2/DIA	80.0000	EQ. 80.0000	Costo unitario directo por : m2	29.26	
---------------	----------------	--------------------	--	--------------	--

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0100	20.00	0.20
OPERARIO	hh	1.0000	0.1000	19.18	1.92
OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	15.90	1.59
PEON	hh	5.0000	0.5000	14.30	7.15
					10.86
Materiales					
HORMIGON	m3		0.1210	95.00	11.50
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0080	2.00	0.02
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2500	20.20	5.05
					16.57
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	10.86	0.33
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.1000	15.00	1.50
					1.83

1.2.2 CONCRETO FALSO PISO e=4"

m2/DIA	80.0000	EQ. 80.0000	Costo unitario directo por : m2	28.93	
---------------	----------------	--------------------	--	--------------	--

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0100	20.00	0.20
OPERARIO	hh	1.0000	0.1000	19.18	1.92
OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	15.90	1.59
PEON	hh	5.0000	0.5000	14.30	7.15
					10.86
Materiales					
HORMIGON	m3		0.1210	95.00	11.50
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0080	2.00	0.02
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2500	20.20	5.05
					16.57
Equipos					
MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	1.0000	0.1000	15.00	1.50
					1.50

1.3.1.01 CONCRETO ZAPATAS PARA PEDESTALES f'c=210 kg/cm2

m3/DIA	22.0000	EQ. 22.0000	Costo unitario directo por : m3	443.12	
---------------	----------------	--------------------	--	---------------	--

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0364	20.00	0.73
OPERARIO	hh	1.0000	0.3636	19.18	6.97
OFICIAL	hh	1.0000	0.3636	15.90	5.78
PEON	hh	6.0000	2.1818	14.30	31.20
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.7273	25.00	18.18
					62.86
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.8500	137.60	116.96
ARENA GRUESA	m3		0.5000	110.00	55.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36

CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.7400	20.20	196.75
					369.07

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	62.86	1.89
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.0000	0.3636	10.60	3.85
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.3636	15.00	5.45
					11.19

1.3.1.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN ZAPATAS

kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000		Costo unitario directo por : kg	4.58
--------	----------	--------------	--	---------------------------------	-------------

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
					1.12
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21
					3.42
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
					0.04

1.3.2.01 PEDESTAL CONCRETO f'c=210 kg/cm2

m3/DIA	22.0000	EQ. 22.0000		Costo unitario directo por : m3	437.76
--------	---------	-------------	--	---------------------------------	---------------

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0364	20.00	0.73
OPERARIO	hh	1.0000	0.3636	19.18	6.97
OFICIAL	hh	1.0000	0.3636	15.90	5.78
PEON	hh	5.0000	1.8182	14.30	26.00
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.7273	25.00	18.18
					57.66
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.8500	137.60	116.96
ARENA GRUESA	m3		0.5000	110.00	55.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.7400	20.20	196.75
					369.07
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	57.66	1.73
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.0000	0.3636	10.60	3.85
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.3636	15.00	5.45
					11.03

1.3.2.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE PEDESTALES

m2/DIA	14.0000	EQ. 14.0000		Costo unitario directo por : m2	43.67
--------	---------	-------------	--	---------------------------------	--------------

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14
OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
PEON	hh	0.5000	0.2857	14.30	4.09
					25.28



Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	3.50	0.56
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1600	3.50	0.56
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60
					17.63
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	25.28	0.76
					0.76

1.3.2.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN PEDESTALES

kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		4.58
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
					1.12
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21
					3.42
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
					0.04

1.3.3.01 MURO CONCRETO F'c=210 kg/cm2

m3/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		528.36
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	20.00	1.33
OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	19.18	12.79
OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	15.90	10.60
PEON	hh	8.0000	5.3333	14.30	76.27
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	2.0000	25.00	50.00
					150.99
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.9000	137.60	123.84
ARENA GRUESA	m3		0.4000	110.00	44.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	20.20	181.80
MADERA TORNILLO	p2		0.0833	3.90	0.32
					350.32
Equipos					
WINCHE ELECTRICO 3.6 HP DE DOS BALDES	hm	1.0000	0.6667	18.00	12.00
VIBRADOR A GASOLINA	día	1.0000	0.0833	10.60	0.88
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.6667	15.00	10.00
ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.0833	50.00	4.17
					27.05

1.3.3.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURO

m2/DIA	14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2		43.67
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14

OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
PEON	hh	0.5000	0.2857	14.30	4.09
					25.28

Materiales

ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	3.50	0.56
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1600	3.50	0.56
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60
					17.63

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	25.28	0.76
					0.76

1.3.3.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN MURO

kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		4.58	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
						1.12
Materiales						
ALAMBRE NEGRO N° 16		kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	3.00	3.21
						3.42
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		% mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION		hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
						0.04

1.3.4.01 CONCRETO EN CAPITELES f'c=210 kg/cm2

m3/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		528.36	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
CAPATAZ		hh	0.1000	0.0667	20.00	1.33
OPERARIO		hh	1.0000	0.6667	19.18	12.79
OFICIAL		hh	1.0000	0.6667	15.90	10.60
PEON		hh	8.0000	5.3333	14.30	76.27
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		hh	3.0000	2.0000	25.00	50.00
						150.99
Materiales						
PIEDRA CHANCADA 1/2"		m3		0.9000	137.60	123.84
ARENA GRUESA		m3		0.4000	110.00	44.00
AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		9.0000	20.20	181.80
MADERA TORNILLO		p2		0.0833	3.90	0.32
						350.32
Equipos						
WINCHE ELECTRICO 3.6 HP DE DOS BALDES		hm	1.0000	0.6667	18.00	12.00
VIBRADOR A GASOLINA		día	1.0000	0.0833	10.60	0.88
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)		hm	1.0000	0.6667	15.00	10.00
ANDAMIO METALICO		día	1.0000	0.0833	50.00	4.17
						27.05

1.3.4.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE CAPITEL

m2/DIA	14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2		43.67
---------------	----------------	--------------------	--	--	--------------

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14
OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
PEON	hh	0.5000	0.2857	14.30	4.09
					25.28

Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	3.50	0.56
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1600	3.50	0.56
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60
					17.63

Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	25.28	0.76
					0.76

1.3.4.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN CAPITELES

kg/DIA 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : kg **4.58**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
					1.12

Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21
					3.42

Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
					0.04

1.3.5.01 CONCRETO COLUMNAS f'c=210 kg/cm2

m3/DIA 22.0000 EQ. 22.0000 Costo unitario directo por : m3 **437.76**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0364	20.00	0.73
OPERARIO	hh	1.0000	0.3636	19.18	6.97
OFICIAL	hh	1.0000	0.3636	15.90	5.78
PEON	hh	5.0000	1.8182	14.30	26.00
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.7273	25.00	18.18
					57.66

Materiales					
PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.8500	137.60	116.96
ARENA GRUESA	m3		0.5000	110.00	55.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.7400	20.20	196.75
					369.07

Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	57.66	1.73
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.0000	0.3636	10.60	3.85
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.3636	15.00	5.45
					11.03

1.3.5.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE COLUMNAS



m2/DIA	14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2		43.67
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14
OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
PEON	hh	0.5000	0.2857	14.30	4.09
					25.28
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	3.50	0.56
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1600	3.50	0.56
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60
					17.63
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	25.28	0.76
					0.76

1.3.5.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN COLUMNAS

kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		4.58
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
					1.12
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21
					3.42
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
					0.04

1.3.6.01 CONCRETO EN VIGAS f'c=210 kg/cm2

m3/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		528.36
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	20.00	1.33
OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	19.18	12.79
OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	15.90	10.60
PEON	hh	8.0000	5.3333	14.30	76.27
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	2.0000	25.00	50.00
					150.99
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.9000	137.60	123.84
ARENA GRUESA	m3		0.4000	110.00	44.00
AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	2.00	0.36
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	20.20	181.80
MADERA TORNILLO	p2		0.0833	3.90	0.32
					350.32
Equipos					
WINCHE ELECTRICO 3.6 HP DE DOS BALDES	hm	1.0000	0.6667	18.00	12.00
VIBRADOR A GASOLINA	día	1.0000	0.0833	10.60	0.88
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.6667	15.00	10.00



ANDAMIO METALICO	dia	1.0000	0.0833	50.00	4.17
					27.05

1.3.6.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS

m2/DIA	14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2		43.67
---------------	----------------	--------------------	---------------------------------	--	--------------

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	20.00	1.14
OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.18	10.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	15.90	9.09
PEON	hh	0.5000	0.2857	14.30	4.09
					25.28
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.2600	3.50	0.91
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	3.50	0.56
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg		0.1600	3.50	0.56
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.90	15.60
					17.63
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	25.28	0.76
					0.76

1.3.6.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 EN VIGAS

kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		4.58
---------------	-----------------	---------------------	---------------------------------	--	-------------

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.18	0.61
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.90	0.51
					1.12
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.50	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21
					3.42
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	1.12	0.03
CIZALLA PARA FIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1.0000	0.0320	0.16	0.01
					0.04

1.4.1 AISLADOR CON NUCLEO DE PLOMO (LRB)

und/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : und		24,545.79
----------------	----------------	--------------------	----------------------------------	--	------------------

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	0.0500	0.0200	14.30	0.29
OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	0.0500	0.0200	25.00	0.50
					0.79
Materiales					
AISLADOR	und		1.0000	24,525.00	24,525.00
					24,525.00
Equipos					
GRUA	hm	1.0000	0.4000	50.00	20.00
					20.00

1.5.1 DESLIZADOR (Slider A)

und/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : und		11,465.79
----------------	----------------	--------------------	----------------------------------	--	------------------

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	0.0500	0.0200	14.30	0.29
OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	0.0500	0.0200	25.00	0.50
					0.79
Materiales					
DESLIZADOR	und		1.0000	11,445.00	11,445.00
					11,445.00
Equipos					
GRUA	hm	1.0000	0.4000	50.00	20.00
					20.00



IV. DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Discusión

De acuerdo a la investigación de Salinas, Torres y Vallejos en su investigación Estudio Comparativo Técnico-Económico Sobre el Uso de Aislamiento Sísmico en la Base; sus aceleraciones disminuyen en un 58%, en cambio en mi investigación las aceleraciones se reducen en 77%; en general todos los autores llegan a la conclusión que hay una reducción de aceleraciones.

Con respecto a la investigación de Muñoz en su investigación Análisis y Diseño de una Estructura Hospitalaria con Aisladores Sísmicos en la Ciudad de Arequipa su conclusión principal es que el uso de aisladores sísmicos brinda resultados muy satisfactorios para el diseño y protección de estructuras; al igual que en mi investigación ya los aisladores al absorber la fuerza sísmica, ésta no es transmitida en su totalidad a la super estructura provocando daños.

4.2 Conclusiones

Según el análisis los periodos para el modo 1 son de 0,5 seg. para la edificación convencional y de 2.28 seg. para la edificación aislada, en donde sus aceleraciones son de 8,8 cm/s² y 2 cm/s² respectivamente; por lo que la super estructura de la edificación aislada está sometida a menores esfuerzos sísmicas en un 77%.

Los desplazamientos máximos en el eje "X" de la edificación convencional son de 11cm en el último piso con respecto de la base, y de 2,2cm en el último piso con respecto del primer piso en la edificación aislada; el cual indica que la edificación aislada se reduce sus desplazamientos en el eje "X" en un 80,5%.

Los costos de la partida de acero para la edificación convencional son de S/. 219 208.31 y de S/. 171 060.02 para la edificación aislada; haciendo una diferencia de 22%, el cual es más cara la partida de aceros de la edificación convencional.

Los costos de la partida de concreto para la edificación convencional son de S/. 219 435.90 y de S/. 170 477.76 para la edificación aislada; haciendo una diferencia de 25%, el cual es más cara la partida de concreto de la edificación convencional.

Analizando los costos totales, el costo de la edificación convencional es de S/. 556 273.45 y de S/. 878 685.38 para la edificación aislada; ahora la edificación aislada es más cara en un 36.7%, esto debido a la incorporación de los dispositivos de aislamiento (aisladores y deslizadores sísmicos).

Sin embargo, hay una probabilidad del 30% de que ocurra 3 sismos en un periodo de retorno de 50 años; esto conlleva a fallas en la estructura convencional, donde los daños, la reparación, el reforzamiento y/o la reconstrucción conllevarían a gastos adicionales; tomando como referencia el cuadro de estados de daño y factores de daño de acuerdo al EERI sugeridos por Colegio de Ingenieros del Perú para un sismo severo el costo de reparación Post- Sismo de la edificación convencional aumentaría en S/. 417 205.08 haciendo una diferencia solamente de 10% más cara la edificación convencional; esto sin sumar pérdida de vidas humanas, pérdida de bienes materiales, pérdida de tiempo en la reparación, reforzamiento y/o reconstrucción de la estructura afectada.

4.3 Recomendaciones

Se debe tener en consideración que los aisladores y deslizadores pueden aumentar o disminuir la cantidad, dependiendo de la arquitectura y estructuración de la edificación, así como también los precios pueden variar dependiendo de la marca, tipo y el tiempo en el que se adquieren.

Se debe respetar la junta sísmica entre la edificación y el muro de contención de acuerdo a los cálculos de desplazamientos máximos de los aisladores, de no hacerlo esto hará que la edificación colisione ya sea con el muro de contención o con las edificaciones adyacentes.

Se debe tener en consideración que los aisladores tienen garantizados una vida útil de 50 años como mínimo; luego estos pueden ser removidos y cambiados sin interrumpir el funcionamiento de la edificación.

Se recomienda para futuros estudios, seguir con la investigación no solo del uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), sino también con otros dispositivos de aislamiento para ver su efectividad ante un evento sísmico.

La información presentada en esta tesis puede servir como referencia para futuras investigaciones; mas no podrá ser usada para el desarrollo de otra edificación similar, ya que para el análisis y diseño influyen factores como el lugar, tipo de suelo, arquitectura, el uso, la magnitud del proyecto, etc.

V. ANEXOS

ANEXO 01: Probabilidad de ocurrencia de un sismo en el Perú

Intervalo en el que se estudia la probabilidad de ocurrencia	PERIODO DE RETORNO (años)		
	50	475	975
1 años	2.00 %	0.21 %	0.10 %
10 años	18.29 %	2.09 %	1.02 %
16.6 años	28.49 %	3.44 %	1.69 %
50 años	63.58 %	10.00 %	5.00 %
100 años	86.74 %	19.00 %	9.75 %
475 años	99.99 %	63.25 %	38.58 %
975 años	100.00 %	87.19 %	63.23 %

Fuente: Elaboración propia

ANEXO 2: Cotización de los dispositivos de aislamiento en la base (aisladores y deslizadores), por la empresa CDV Ingeniería Antisísmica.



INFORMACIÓN CON FINES ACADÉMICOS

Lima, 20 de Junio del 2017

PARA : Bach. Ronal Delgado Alarcon
(ALUMNO DE LA UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO)

ATENCIÓN : Ing Carlos Minaya Rosario (ASESOR)

12 AISLADORES SÍSMICOS DIS
8 DESLIZADORES SISMICOS DIS

PRECIO GLOBAL: 118 000.00 DOLARES USA

CONSIDERACIONES:

1. La presente información se entrega para fines de desarrollo del proyecto de fin de carrera: "Comparativo técnico económico entre el uso de aisladores elastoméricos y placas de concreto armado para edificaciones de menor altura".
2. CDV está colaborando con el presente trabajo mediante la emisión de costos referenciales de los dispositivos previamente diseñados por el tesista. CDV no asume ninguna responsabilidad por el diseño y las metodologías empleadas en el desarrollo de la misma.
3. El precio de los aisladores es muy sensible con las cantidades que se requieren, el



4. Estos precios no son fijos en el tiempo, por lo tanto no podrán ser usados para trabajos académicos posteriores a estas fechas. La actualización de precios se da mensualmente.
5. La información presentada es únicamente para fines educativos, no podrá ser usada como referencia oficial por alguna empresa o entidad, tampoco para el desarrollo de otra investigación. Se prohíbe la difusión cuyo objetivo sea diferente a los fines de la presente tesis.

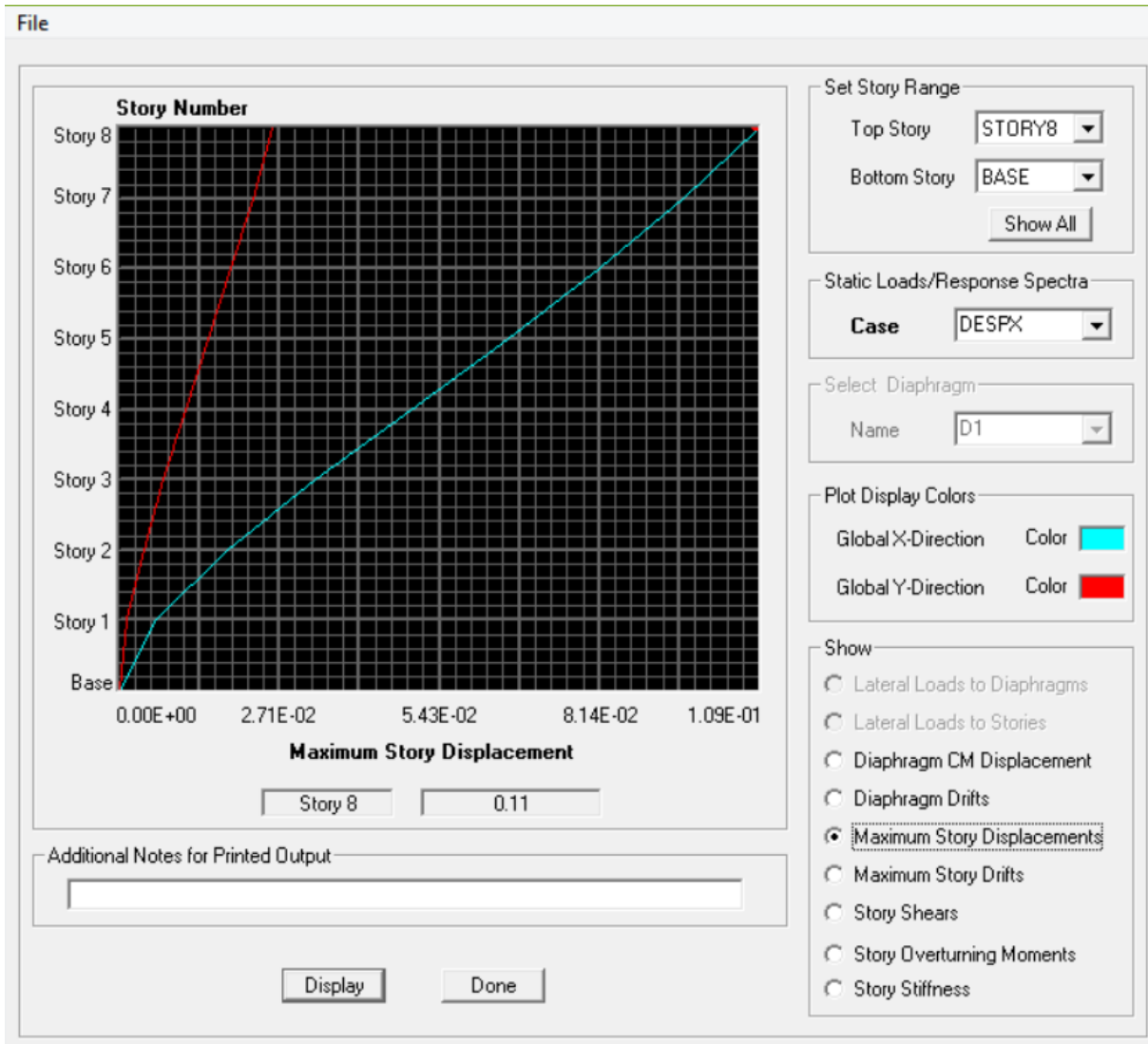
NOTAS:

6. Los precios NO incluyen IGV.
7. Precios dados en US\$ dólares USA
8. Disipadores Sísmicos fabricados en su totalidad en EE.UU. por DYNAMIC ISOLATION SYSTEM INC.
9. Las cantidades y características de los disipadores usadas para la presente cotización fueron tomadas en base a *INFORMACIÓN ENTREGADA POR EL TESISISTA*.

Atentamente,

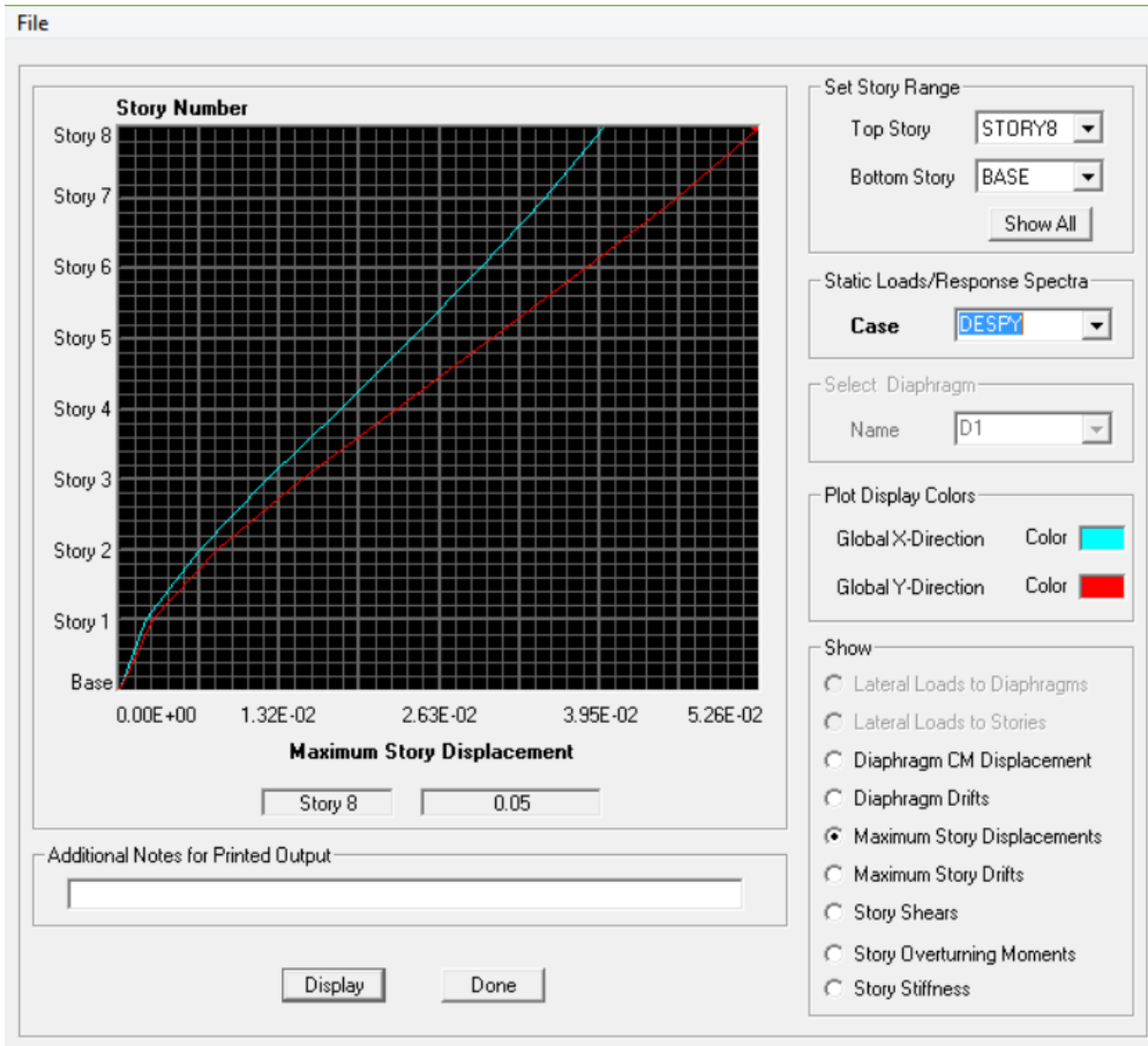
Ing. Diego Taboada S. | Jefe Departamento de Ingeniería – Unidad de Negocios
Protección Antisísmica | C. 99415*2116 T. 346 1002
Av. Javier Prado Este 3349, San Borja
dtaboada@cdvperu.com

ANEXO 3: Curva de desplazamientos máximos por piso en la dirección “X” de la edificación convencional.



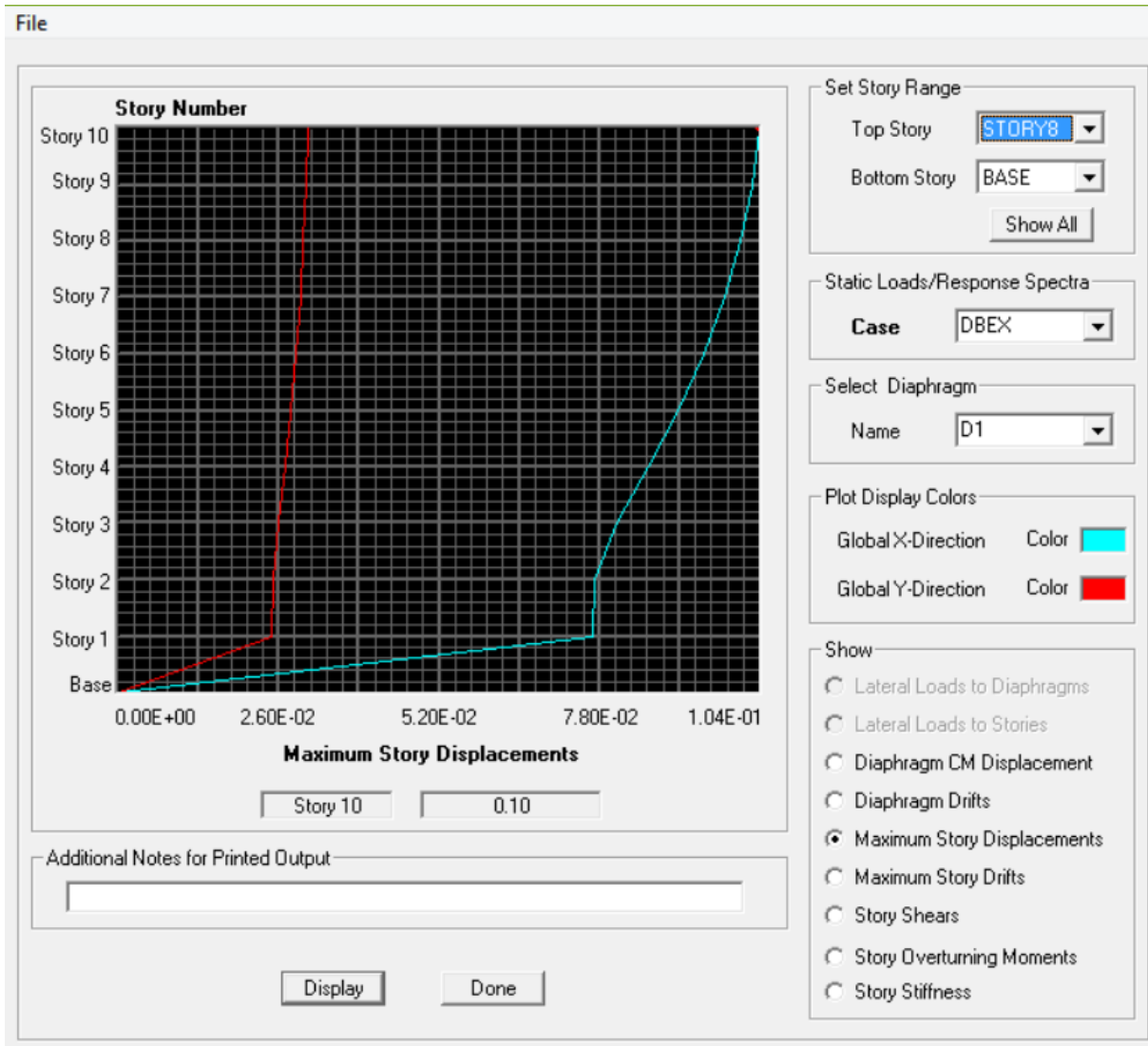
Fuente: Elaboración propia

ANEXO 4: Curva de desplazamientos máximos por piso en la dirección “Y” de la edificación convencional.



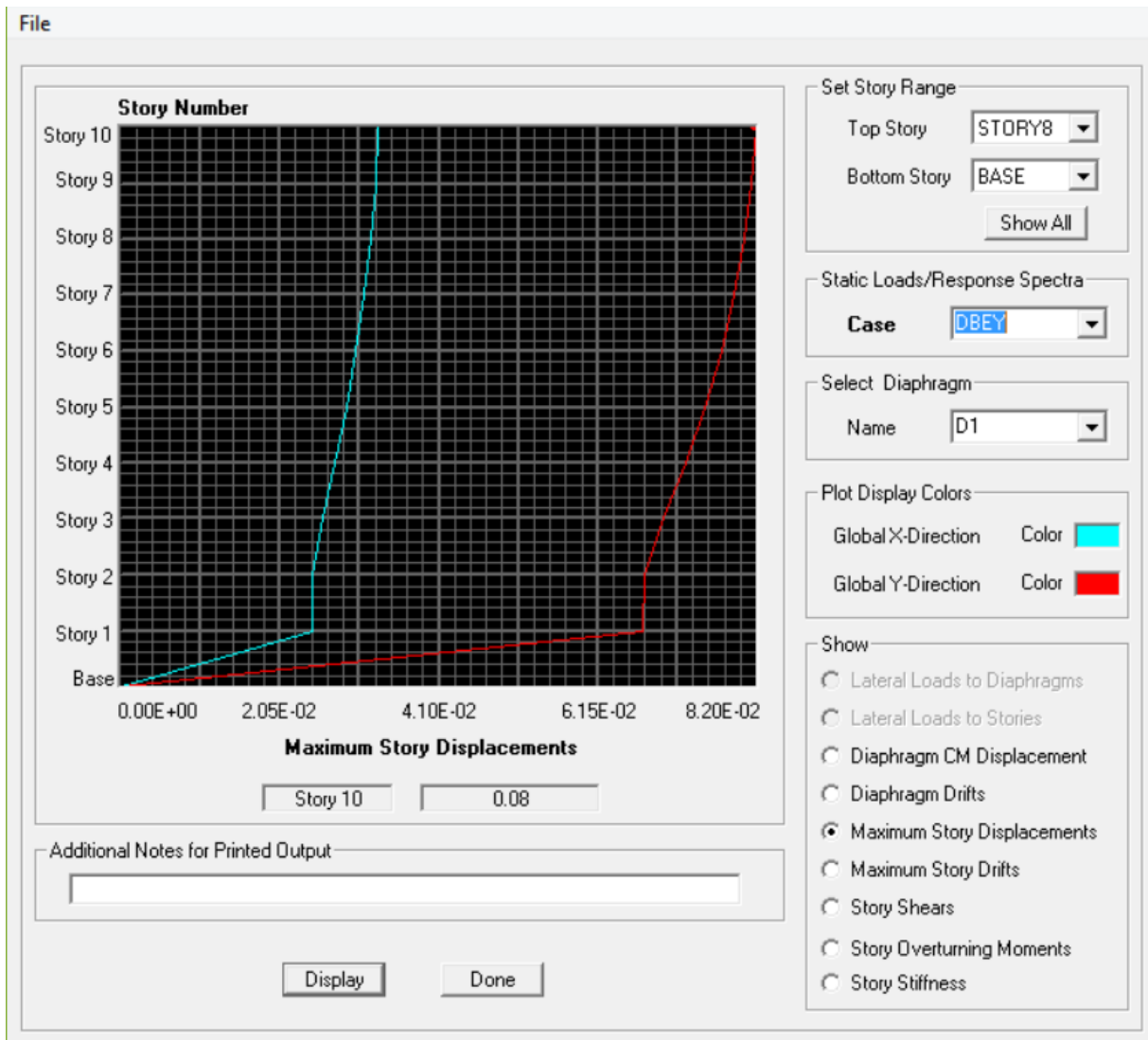
Fuente: Elaboración propia

ANEXO 5: Curva de desplazamientos máximos por piso en la dirección “X” de la edificación aislada.



Fuente: Elaboración propia

ANEXO 6: Curva de desplazamientos máximos por piso en la dirección “Y” de la edificación aislada.



Fuente: Elaboración propia

ANEXO 7: Estados de daño y factores de daño de acuerdo al EERI sugeridos por Colegio de Ingenieros del Perú.

Nivel	Estado de daño (%)	Definición
Ninguno	0	Sin daño.
Ligero	0 – 5	Daño no estructural aislado; costo de reparación menor al 5% del valor del mercado del edificio.
Moderado	5 – 25	Daño considerable no estructural y daño estructural ligero; costo de reparación menor al 25% del valor del mercado.
Severo	25 – 50	Daño estructural considerable y daño no estructural excesivo; costo de reparación menor al 50% del valor del mercado.
Total	50 – 100	Más económico demoler que reparar.
Colapso	>100	Colapso de la estructura.

Fuente: Aspectos a considerar en el Peritaje de estructuras afectadas por sismo (Colegio de Ingenieros del Perú)

ANEXO 8: RECOPIACIÓN DE ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO EN EL DISTRITO DE SAN ISIDRO.

A continuación, se muestran algunos estudios de suelos realizados en el distrito de San Isidro.

RESUMEN ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO POR EL INSTITUTO METROPOLITANO DE PROTRANSPORTE DE LIMA CON FINES DE CIMENTACIÓN.

UBICACIÓN: INTERSECCIONES DE LA AV. JAVIER PRADO CON LA AV. LAS BEGONIAS Y PASEO DE LA REPÚBLICA DISTRITO DE SAN ISIDRO PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LIMA.

Tipo de cimentación. Cimentación superficial. Cimientos corridos y zapatas aisladas.

- Estrato de apoyo de la cimentación. - La dirección predominante es de SW y SSW y su promedio de velocidad media es de 1.7 m/seg.

- El suelo de cimentación es del tipo S1 para un factor de suelo $S = 1.00$ y un periodo predominante de $T_s = 0.4$ seg.

- Parámetros de diseño para la cimentación:

- Nivel de fondo de cimentación. - Superficialmente y un espesor variable de 0.15m – 0.90m presenta material de relleno conformado por arena de grano fino, con presencia de gravas subredondeadas, cascotes de ladrillos y concreto, raíces delgadas, etc., color beige, húmedo, no plástico, en estado semicompacto. Continuando y hasta la profundidad variable de 5.00m con material de grava subredondeada, con 22.58% - 31.61% de arena de grano fino a medio, con presencia de cantos en un 25% - 30%, color beige, húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 0.20% - 0.32% de material fino que pasa la malla N° 200. Grava de tamaño predominante 1"-2" y cantos de tamaño máximo 12".

- Presión Admisible = 4.28 Kg/cm².

disponible en [http://www.protransporte.gob.pe/pdf/biblioteca/2009/Insercion UrbanaSur/Est%20suelos%20cimentacion.pdf](http://www.protransporte.gob.pe/pdf/biblioteca/2009/InsercionUrbanaSur/Est%20suelos%20cimentacion.pdf)



RESUMEN DEL PLAN URBANO REALIZADO POR EL DISTRITO DE SAN ISIDRO 2012 - 2020.

UBICACIÓN: DISTRITO DE SAN ISIDRO.

A continuación, se muestra lo descrito en su pág. 54.



Municipalidad
de
San Isidro

Plan Urbano Distrital de San Isidro 2012-2022

- Acantilados y playas.
- Terrazas costeras y cono deyección del Rímac.

Geotecnia

Las zonas geotécnicas sísmicas se determinan con las características mecánicas y dinámicas determinadas de los suelos que conforman el terreno de cimentación del área de estudio, y las consideraciones dadas por el Código de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Construcciones (Norma E-030, 2003).

En el mapa de zonificación geotécnica sísmica del distrito de San Isidro en su área urbana existe un predominio de la Zona I en un 90% del área y un 10% de Zona III (S3) y Zona V en la zona del acantilado y playa las cuales se detallan a continuación:

ZONA I: Esta zona está conformada por los afloramientos rocosos, los estratos de grava potentes que conforman los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón, y los estratos de grava coluvial-eluvial de los pies de las laderas, que se encuentran a nivel superficial o cubiertos por un estrato de material fino de poco espesor. Este suelo tiene un comportamiento rígido, con periodos de vibración natural determinados por las mediciones de micro-trepidaciones que varían entre 0.1 y 0.3 s. Para la evaluación del peligro sísmico a nivel de superficie del terreno, se considera que el factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S = 1.0$ y el periodo natural del suelo es $T_s = 0.4$ s, correspondiendo a un suelo tipo 1 de la norma sismorresistente peruana.

ZONA III: Esta zona está conformada en su mayor parte por los depósitos de suelos finos y arenas de gran espesor que se presentan en algunos sectores del distrito.

Los periodos predominantes encontrados en estos suelos varían entre 0.5 y 0.7 s, por lo que su comportamiento dinámico ha sido tipificado como un suelo tipo 3 de la norma sismorresistente peruana, con un factor de amplificación sísmica $S=1.4$ y un periodo natural de $T_s = 0.9$ s.

ZONA V: Están constituidos por áreas puntuales conformadas por depósitos de rellenos sueltos de desmontes heterogéneos que han sido colocados en depresiones naturales o excavaciones realizadas en el pasado, con potencias entre 5 y 15 m.

Disponible en http://www.msi.gob.pe/portal/repositorio/desarrollo-urbano/PLAN_URBANO_MSI%202012-2022_Version_Final.pdf



ANEXO 9: Opinión del Ing. Dr. JESUS MANUEL PRADO MEZA.

JESUS MANUEL PRADO MEZA
INGENIERO CONSULTOR
Miembro de la Sociedad Peruana de Geotécnica – Member Peruvian Geotechnical Society



Lima, 22 de Julio 2017.

Sr.
RONAL ALEXANDER DELGADO ALARCON
Estudiante de la UCV
Presente.-

Asunto: Consulta Técnica de Estudios Mecánica de Suelos en el distrito de San Isidro.

Referencia: Tesis titulado "Comparación técnico económico entre el uso de aisladores elastoméricos y placas de concreto armado para una edificación de 8 pisos en el distrito de San Isidro, Lima 2017"

Es grato dirigirme de acuerdo a lo solicitado, con la finalidad de emitir mi opinión técnica respecto de las características y parámetros mecánicos predominantes de los suelos en el distrito de San Isidro, en virtud a mi experiencia como Delegado Calificador de proyectos Estructurales por varios años en la Municipalidad de San Isidro, hoy Delegado en Miraflores, de mi actividad diaria como Especialista en Geotécnica, y en mi condición de representante del Consejo Departamental de Lima del Colegio de Ingenieros del Perú ante el Comité de Normalización de la Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones.

Por la ubicación del proyecto de Tesis en consulta, Calle Federico Villarreal N° 653 San Isidro se presume que éste se encontraría dentro del cono deyectivo del Rio Rimac, es decir con la presencia del material aluvional gravoso en una matriz arenosa, clasificado como GP en el sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), subyaciendo debajo de un primer estrato entre 1.00m. a 1.50m. de material arcilloso (CL), en consecuencia tomando en cuenta asimismo las características del proyecto (ocho pisos sin sótanos) el Resumen de las condiciones de cimentación a considerar para la tesis sería como sigue:

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

Fuente de información: Del EMS para el Proyecto Local Comercial, Calle Santa Luisa 255-265 esquina Calle Tradiciones, San isidro.

- *Tipo de cimentación.-* Cimentación superficial. Cimientos corridos y zapatas aisladas.
- *Estrato de apoyo de la cimentación.-* Mezcla pobremente gradada de grava en una matriz arenosa, medianamente compacto. (GP).
- *Parámetros de diseño para la cimentación:*
 - Nivel de fondo de cimentación.- A partir del estrato gravoso natural en una matriz arenosa (GP) en el nivel más desfavorable a - 1.50m. con respecto al nivel +/- 0.00 que corresponde al nivel de la vereda por la Calle Federico Villarreal; y de profundidad de desplante mínimo $D_f = 1.20m.$ con la utilización de subzapatas en el caso poco probable si el estrato gravoso (GP) se encuentre a mayor profundidad.
 - Presión Admisible = $4.5 \text{ Kg/cm}^2.$ (441.45 Kpa) para un ancho de cimiento de 2.00m.
 - Factor de Seguridad al Corte (estático y dinámico) = 3.0 y 2.50
 - Límite de distorsiones Angulares del orden de 1/300
- *Asentamiento diferencial máximo aceptable:* 1.0 cm.



JESUS MANUEL PRADO MEZA
INGENIERO CONSULTOR

Miembro de la Sociedad Peruana de Geotécnica – Member Peruvian Geotechnical Society



- *Agresividad del suelo a la cimentación.*- No presenta. Se considera que la cimentación de las obras no presentará ningún problema con respecto a la presencia de sales solubles. Se podrá emplear Cemento Portland Tipo I.
- *Nivel de la Napa Freática.*- No encontrado.
- *Factor de Suelo (S)* = 1.0. Tipo de Perfil S1: Roca o Suelos Muy Rígidos
- *Periodo predominante de vibración del suelo:* $T_p(s) = 0.4$ seg. y $T_L(s) = 2.5$ seg.
- *Recomendaciones adicionales:*
 - a) No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial y estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente compactados.

Respecto al tipo de Perfil del Suelo podemos precisar lo siguiente:

Velocidades de Ondas de Corte "S" para diversos Suelos
Ref. CISMID Seminario Taller Dinámica de Suelos (1991)

Descripción	Vs(m/s)
Limo	210
Arcilla	350
Arena	450
Arena Fina	460
Arena Media	600
Arena Gruesa	300
Arena Marina	360
Grava	510
Grava Gruesa	650

En nuestro caso para un material GP corresponde una velocidad de propagación de onda de corte entre 500 m/s a 1500m/s, en consecuencia el perfil que mejor describe las condiciones locales corresponde a un suelo S1.

Atentamente,

JESÚS MANUEL PRADO MEZA

Doctor Ing. Civil - CIP 16748 y Abogado - CAL 47966
 Miembro Activo Nacional de la Sociedad Peruana de Geotecnia
 Miembro Activo Internacional de la International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
 Miembro de la Asociación Peruana de Ingeniería Geotécnica (APGEO)
 Delegado Comisión Técnica Calificadora de Proyectos del CIP – 2017- MIRAFLORES
 Perito Judicial de la Corte Superior de Justicia de Lima y del Centro de Peritajes del CDLIMA-CIP
 Miembro Académico Titular de la Academia Panamericana de Ingeniería (API)
 Docente Principal Nombrado de la Universidad Ricardo Palma



MUESTRAS FOTOGRAFICAS

Calle Santa Luisa 255-265 esquina Calle Tradiciones, San Isidro



ANEXO 10: Recibo digital de turnitin.



Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por **Turnitin**. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: **RONAL DELGADO ALARCON**
Título del ejercicio: **Prueba DPI 2017 I**
Título de la entrega: **DPI 2017 I - Ronald Delgado**
Nombre del archivo: **TESIS_DESARROLLO_F.docx**
Tamaño del archivo: **19.08M**
Total páginas: **225**
Total de palabras: **16,405**
Total de caracteres: **184,134**
Fecha de entrega: **17-jul-2017 04:14p.m.**
Identificador de la entrega: **826945099**



ANEXO 9: Porcentaje de similitud emitido por turnitin.

DPI 2017 I - Ronald Delgado

INFORME DE ORIGINALIDAD

19% INDICE DE SIMILITUD	19% FUENTES DE INTERNET	0% PUBLICACIONES	0% TRABAJOS DEL ESTUDIANTE
-----------------------------------	-----------------------------------	----------------------------	--------------------------------------

FUENTES PRIMARIAS

1	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	5%
2	documents.mx Fuente de Internet	2%
3	es.slideshare.net Fuente de Internet	1%
4	cybertesis.uach.cl Fuente de Internet	1%
5	exploredoc.com Fuente de Internet	1%
6	docplayer.es Fuente de Internet	1%
7	-2-131465 Fuente de Internet	1%
8	riubu.ubu.es Fuente de Internet	1%
9	myslide.es Fuente de Internet	1%



10	documentslide.com Fuente de Internet	1%
11	ofi.mef.gob.pe Fuente de Internet	<1%
12	pt.scribd.com Fuente de Internet	<1%
13	www.scribd.com Fuente de Internet	<1%
14	u.jimdo.com Fuente de Internet	<1%
15	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1%
16	dokumen.tips Fuente de Internet	<1%
17	www.docstoc.com Fuente de Internet	<1%
18	www.slideshare.net Fuente de Internet	<1%
19	www.acreditacionfic.uni.edu.pe Fuente de Internet	<1%
20	todosobreproyectos.blogspot.com Fuente de Internet	<1%
21	observatoriourbano.org.pe	



		<1 %
22	munibellavista.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
23	docs.seace.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
24	latecnoiaesgenial1.bligoo.com.co Fuente de Internet	<1 %
25	amarengo.org Fuente de Internet	<1 %
26	repositorio.usfq.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
27	docslide.us Fuente de Internet	<1 %
28	riunet.upv.es Fuente de Internet	<1 %
29	repositorio.utm.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
30	www.dspace.espol.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
31	www.sismica.cl Fuente de Internet	<1 %
32	repositorio.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %



33	www.biblioteca.udep.edu.pe Fuente de Internet	<1%
34	repository.javeriana.edu.co Fuente de Internet	<1%
35	Submitted to The University of Manchester Trabajo del estudiante	<1%
36	www.lampes-tiffany.fr Fuente de Internet	<1%
37	es.scribd.com Fuente de Internet	<1%
38	gamow.ist.utl.pt Fuente de Internet	<1%
39	www.seace.gob.pe Fuente de Internet	<1%
40	sites.ieee.org Fuente de Internet	<1%
41	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1%
42	repositorio.ute.edu.ec Fuente de Internet	<1%
43	www.hets.org Fuente de Internet	<1%
44	Elmer, C.E.. "Finding stationary fronts for a	



discrete Nagumo and wave equation;
construction", Physica D: Nonlinear
Phenomena, 20060601

Publicación

<1%

45

oa.upm.es

Fuente de Internet

<1%

46

M.-X. Yu. "Luminescence Properties of
Aminobenzanthrones and Their Application as
Host Emitters in Organic Light-Emitting
Devices", Advanced Functional Materials,
02/12/2007

Publicación

<1%

47

ireport.cnn.com

Fuente de Internet

<1%

48

www.deyim.com.tr

Fuente de Internet

<1%

49

www.inmetro.gov.br

Fuente de Internet

<1%

50

www.bdigital.unal.edu.co

Fuente de Internet

<1%

51

www.academia.edu

Fuente de Internet

<1%

52

[rain-i.htm?
print=1&short=1&phpsessid=35deae082c635ab9fa46154
nuelle.fr](http://rain-i.htm?print=1&short=1&phpsessid=35deae082c635ab9fa46154nuelle.fr)

Fuente de Internet

<1%



53	Huang Qinglin. "Prediction of binary gas diffusion in carbon molecular sieves at high pressure", AIChE Journal, 02/10/2004 Publicación	<1%
54	Layton, A.T.. "Conservative multi-implicit spectral deferred correction methods for reacting gas dynamics", Journal of Computational Physics, 20040301 Publicación	<1%
55	www.aguazul.gov.co Fuente de Internet	<1%
56	repositorio.ucsg.edu.ec Fuente de Internet	<1%
57	www.researchgate.net Fuente de Internet	<1%
58	ir.jkuat.ac.ke Fuente de Internet	<1%
59	www.universia.net.mx Fuente de Internet	<1%
60	Kim, Hyun-Uk. "Evaluation of the Applicability of Existing Design Formula for Seismic Isolation to Nuclear Power Plants", Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2012. Publicación	<1%

EXCLUIR CITAS

APAGADO

EXCLUIR

APAGADO

EXCLUIR BIBLIOGRAFÍA APAGADO

COINCIDENCIAS

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arriagada, J. (2005) *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*. Valdivia: Chile. [Fecha de consulta: 15 de noviembre de 2016] Disponible en <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2006/bmficia775a/doc/bmficia775a.pdf>
- Benavente, J. y Traverso, I. (2013) *Comparación del análisis y diseño de un edificio de concreto armado de siete pisos con y sin aislamiento en la base*. Lima: Perú. [Fecha de consulta: 15 de noviembre de 2016]. Disponible en <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/5990>
- Blanco, A. (2008) *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. (2.º ed.). Lima: Perú.
- Castilla, J. y Montes, L. (2011) *Análisis estructural y económico de edificios de 30 pisos en la ciudad de Cartagena, mediante análisis estático y empleando aisladores sísmicos*. Cartagena: España. [Fecha de consulta: 15 de noviembre de 2016]. Disponible en <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1631>
- Cervera, J. (1993) *Diseño de estructuras en edificaciones*. Madrid: España: Creative Commons. [Fecha de consulta: 15 de noviembre de 2016]. Disponible en <http://oa.upm.es/3785/>
- FIP Industriale. (2010) *Elastomeric Isolator*. Cambridge: Reino Unido.
- Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2006) *Metodología de la Investigación*. (4.º ed.). Iztapalapa: México D.F.
- Korswagen, E. y Arias J. (2012) *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*. Lima: Perú. [Fecha de consulta: 15 de noviembre de 2016]. Disponible en <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1631>

Lozano, N. (2013) *Comparación sismo resistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular*. Bogotá: Colombia.

Muñoz, J. (2013) *Análisis y diseño de una estructura hospitalaria con aisladores sísmicos en la ciudad de Arequipa*. Arequipa: Perú. [Fecha de consulta: 15 de noviembre de 2016]. Disponible en <https://es.scribd.com/doc/264821114/Analisis-y-Diseno-de-una-Estructura-Hospitalaria-con-Aisladores-Sismicos-en-la-Ciudad-de-Arequipa-pdf>

Ortiz, J. (2014) *Estudio comparativo técnico-económico sobre el uso de aislamiento sísmico en la base*. Managua: Nicaragua. [Fecha de consulta: 15 de noviembre de 2016]. Disponible en <http://repositorioacademico.upc.edu.pe/upc/bitstream/10757/592408/1/Tesis+Carmona+-+Rosas.pdf>

Ramírez, C. (2006) *Formulación y evaluación de proyectos*. Sincelajo: Sucre.

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2016). *Norma Técnica de Edificación NTE-E020 Norma de Cargas*. Lima

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2016). *Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismoresistente*. Lima.

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2016). *Norma Técnica de Edificación NTE-E060 Norma de Concreto Armado*. Lima.

Universidad Politécnica de Pereira. (2007) *Análisis Económico de proyectos de Inversión*. Pereira: Colombia.

<http://www.sismica.cl/?portfolio=aisladores-elastomericos-si>