

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE AULAS DE CONCRETO ARMADO DE CUATRO PISOS EN EL DISTRITO DE SAN MIGUEL

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Daniel Andrés Chang Tokushima

ASESOR: Juan Antonio Blanco Blasco

Lima, mayo de 2015

RESUMEN

En la presente tesis se desarrolla el análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado de cuatro pisos destinada a centro educativo. La edificación se encuentra ubicada en el distrito de San Miguel en la ciudad de Lima, sobre un terreno conformado por gravas densas de capacidad portante de 4.0kg/cm^2 a 1.50m de profundidad.

El terreno cuenta con un área total de aproximadamente 850m^2 . La edificación conforma parte de un campus universitario, sin presentar estructuras colindantes. El proyecto de instalaciones sanitarias contempla un sistema hidroneumático independiente, alimentado por la cisterna existente de un pabellón vecino.

El edificio está estructurado en base a placas o muros de concreto armado de 25 cm de espesor, en ambas direcciones, y columnas rectangulares de 30×60 cm. Los techos se estructuran con losas aligeradas de 20 cm de espesor, y en el caso de los pasillos con losas macizas de 15 cm de espesor. Las vigas del proyecto, que conforman pórticos con las columnas y placas, tienen 50 cm o 60 cm de peralte. La cimentación se encuentra conformada por zapatas aisladas en el caso de columnas, y en el caso de placas por zapatas combinadas con vigas de cimentación.

Para el análisis estructural sísmico se realiza un modelo tridimensional en el programa C&S ETABS 9.7.4, conformado por elementos lineales tipo frame y elementos finitos tipo shell. En dicho modelo se consideran las losas de entrepiso como diafragmas rígidos que compatibilizan los desplazamientos de cada planta. El método de análisis utilizado es el de superposición modal espectral, en base al espectro de diseño definido por la norma peruana RNE E.030 Diseño Sismorresistente.

Para el análisis estructural por cargas de gravedad de vigas, losas y columnas se realizan modelos de pórticos planos en el programa C&S SAP2000 15.0.0. El diseño se realiza por capacidad última o rotura.

Tanto el análisis como el diseño se realizan de acuerdo a los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones. Para todos los elementos se considera el uso de concreto con $f'c = 210\text{kg/cm}^2$, y refuerzo de acero corrugado con $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$.

ÍNDICE

1. GENERALIDADES	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Arquitectura del Edificio	1
1.3 Reglamentos, Cargas de Diseño y Materiales	3
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	5
2.1 Criterios de Estructuración	5
2.2 Estructuración y Predimensionamiento del Edificio	6
2.3 Efecto de Columna Corta	13
3. METRADO DE CARGAS	14
3.1 Introducción	14
3.2 Cargas a Metrar y Pesos Unitarios Empleados	14
3.3 Metrado de Losas Aligeradas	14
3.4 Metrado de Losas Macizas	15
3.5 Metrado de Vigas Peraltadas	15
3.6 Metrado de Columnas	16
3.7 Metrado de un Piso Típico	17
4. ANÁLISIS SÍSMICO	19
4.1 Objetivos	19
4.2 Modelo del Edificio	19
4.3 Parámetros Sísmicos	21
4.4 Resultados de Análisis Dinámico	23
4.5 Análisis Estático	27
4.6 Junta de Separación Sísmica	28

5. DISEÑO DE LOSAS, VIGAS Y ESCALERAS	29
5.1 Introducción	29
5.2 Conceptos de Diseño	29
5.2.1 Diseño por Flexión	29
5.2.2 Diseño por Corte	31
5.2.3 Control de Deflexiones	33
5.2.4 Detalle de Corte, Anclaje y Disposición de Refuerzo	36
5.3 Ejemplo de Diseño	43
5.3.1 Diseño de Losas Aligeradas	43
5.3.2 Diseño de Losas Macizas	47
5.3.3 Diseño de Vigas	51
5.3.4 Diseño de Escaleras	61
6. DISEÑO DE COLUMNAS	62
6.1 Introducción	62
6.2 Conceptos de Diseño	63
6.2.1 Diseño por Flexocompresión Uniaxial	63
6.2.2 Diseño por Flexocompresión Biaxial	66
6.2.3 Diseño por Corte	67
6.2.4 Verificación de Esbeltez y Pandeo	68
6.2.5 Distribución de Refuerzo y Armado de Columnas	70
6.2.6 Consideraciones para Columnas Sísmicas	71
6.3 Ejemplo de Diseño	73
7. DISEÑO DE PLACAS	76
7.1 Introducción	76
7.2 Conceptos de Diseño	76
7.2.1 Diseño por Flexocompresión	76
7.2.2 Diseño por Corte	78
7.2.3 Diseño por Corte Fricción	80
7.3 Ejemplo de Diseño	80

8. DISEÑO DE CIMENTACIONES	86
8.1 Introducción	86
8.2 Conceptos de Diseño	86
8.2.1 Dimensionamiento por Capacidad del Terreno	86
8.2.2 Diseño por Flexión	87
8.2.3 Diseño por Corte	88
8.2.4 Diseño por Punzonamiento	88
8.3 Ejemplos de Diseño	89
9. DISEÑO DE TABIQUES	99
9.1 Introducción	99
9.2 Diseño de Tabiques Integrados a la Estructura	99
9.3 Diseño de Tabiques Independizados de la Estructura	99
10. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	103
10.1 Conclusiones	103
10.2 Comentarios	103
BIBLIOGRAFÍA	105

1. GENERALIDADES

1.1 Objetivos

El presente trabajo tiene como objetivo el análisis y diseño de una edificación de concreto armado de cuatro pisos destinada a funcionar como centro educativo. En los dos primeros niveles se encuentran diversos ambientes dedicados a labores administrativas, mientras que en los dos niveles siguientes se encuentran ambientes de aulas. La edificación se encuentra ubicada dentro de un campus universitario en el distrito de San Miguel.

Para el análisis y diseño del edificio se utilizan los diversos conceptos y criterios obtenidos a lo largo de los estudios en la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, así como los indicados en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Asimismo, se presentan diversos criterios prácticos utilizados en el ámbito laboral, que tienen como objetivo simplificar los métodos convencionales.

1.2 Arquitectura del Edificio

El edificio se encuentra ubicado en un terreno rectangular de 850 m² de área, de aproximadamente 12.40 m por 68.50 m. En el lindero correspondiente al eje C se encuentra una zona de circulación peatonal, mientras que en los tres frentes restantes se encuentran áreas libres utilizadas como jardines o estacionamientos.

Los dos primeros niveles, destinados a uso administrativo, cuentan con ambientes de publicaciones, sala de reuniones, mesa de partes, secretaría, oficinas y hall de espera. Los dos últimos niveles, destinados a aulas, tienen dos ambientes de 105 m² y cuatro ambientes de 80 m². La edificación no cuenta con una cisterna o cuarto de bombas, ya que el suministro de agua está dado por un conjunto de cisterna y sistema hidroneumático independiente. Por otro lado, se cuenta con un pasillo principal de acceso ubicado en cada uno de los niveles, conectado con una escalera a cada lado de la edificación. Dicho pasillo, además conecta en su parte central con una escalera estructuralmente independiente preexistente.

La altura total de la edificación es de 15 m, con una altura típica de entrepiso de 3.75 m. Las divisiones internas entre ambientes son de tabiquería móvil de altura completa, mientras que los cerramientos externos y caja de ascensor son de tabiques de albañilería. Sólo existen dos ejes de columnas en la dirección perpendicular al pasillo de acceso, el cual se

encuentra en volado. A lo largo de los ejes A y B se tienen ventanas de vano alto, que van desde el nivel +1.20 m hasta el nivel +3.10 m con respecto al piso terminado. La azotea no cuenta con cargas especiales debido a equipos eléctricos, mecánicos o de HVAC.

Se presenta en la Imagen1 la mitad de una planta típica de arquitectura alrededor del eje de simetría CL. La arquitectura completa correspondiente a cada planta del proyecto se encuentra dentro de los anexos de la presente tesis.

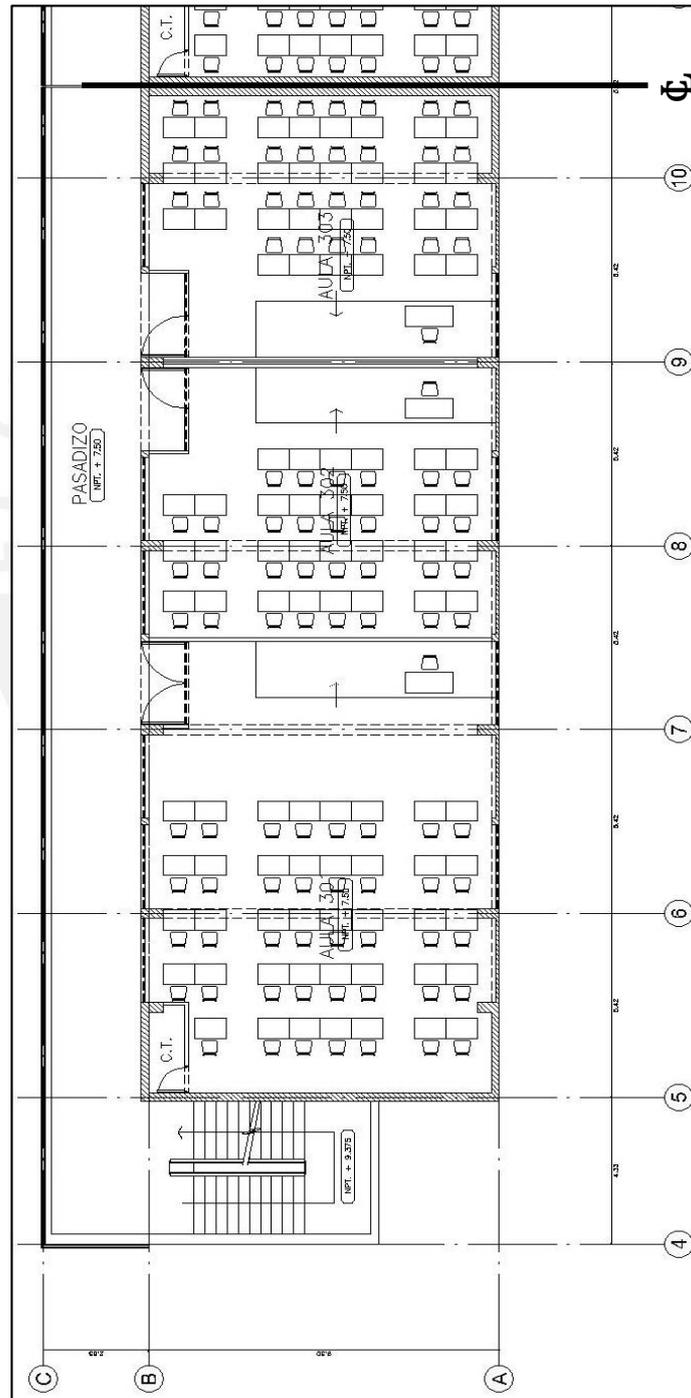


Imagen1 – Planta Típica de Arquitectura

1.3 Reglamentos, Cargas de Diseño y Materiales

Normas empleadas: Las Normas empleadas del Reglamento Nacional de Edificaciones son las siguientes:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

Es necesario notar que existe una nueva revisión del RNE E.030 que ha sido o se encuentra pronta a ser publicada. Sin embargo, durante la elaboración de la presente tesis dicha revisión aún no es vigente, por lo que se ha considerado la versión del año 2003.

Cargas de Diseño: El diseño de una estructura de concreto armado se realiza estimando las cargas a presentarse en la estructura, de manera que se puedan definir elementos capaces de tomar dichas cargas de manera razonablemente conservadora. Debe existir un equilibrio sensato entre los límites estructurales, económicos, arquitectónicos y de servicio.

Para la edificación analizada las cargas pueden clasificarse como cargas vivas, cargas muertas, y cargas sísmicas. Las cargas vivas (CV) son aquellas que representan el peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación [01]. Las cargas muertas (CM) son los pesos propios de los materiales, dispositivos de servicio, tabiques, u otros elementos cuyas cargas sean permanentes o de poca variación en el tiempo [01]. Por otro lado, las cargas de sismo (CS) son aquellas que se estima pueden actuar en la estructura durante un evento sísmico a lo largo de su vida útil.

El diseño de los elementos estructurales se realiza mediante el método de Diseño por Resistencia. Este método amplifica las cargas actuantes, y reduce las resistencias últimas de los elementos, buscando representar el comportamiento de los elementos en un estado cercano a la rotura, y garantizar que sean capaces de tomar las sollicitaciones que podrían presentarse.

Las combinaciones de carga vistas en el RNE E0.60 Concreto Armado son:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25CM + 1.25CV \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

En donde U es la sollicitación última amplificada a la que se somete el elemento, y que debe de ser menor a la resistencia de diseño.

La resistencia de diseño será la resistencia nominal del elemento, afectado por un factor de reducción de resistencia, que según el tipo de sollicitación presenta los siguientes valores:

Flexión Pura	0.90
Tracción y Flexotracción	0.90
Compresión y Flexocompresión	
Con confinamiento en espiral	0.75
Otros elementos	0.70
Corte y Torsión	0.85
Aplastamiento	0.70
En elementos de concreto simple	0.65

Materiales:

Para el diseño se considera Concreto Armado, que consiste en un material compuesto por concreto simple reforzado con barras de acero de las siguientes características:

Concreto

Resistencia a Compresión (f_c)	210 kg/cm ²
Módulo de Poisson (ν)	0.15
Módulo de Elasticidad (E_c)	15000 $\sqrt{f_c}$ kg/cm ²

Acero (Refuerzo corrugado grado 60)

Esfuerzo de Fluencia (f_y)	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E_s)	2000000 kg/cm ²

2. ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Criterios de Estructuración

En principio una estructura debe de ser capaz de transmitir todas las cargas de gravedad a las cuales se le somete hacia su base. Sin embargo, en un país con alta actividad sísmica como Perú, la estructuración no queda dictada únicamente por las cargas de gravedad a las cuales se somete durante gran parte de su vida útil. Por el contrario, es regida también por esos pocos instantes en los cuales se presenten cargas sísmicas dinámicas que someten a la estructura a solicitaciones extremas [02].

Con el fin de lograr una estructura con un adecuado comportamiento sismorresistente, se presentan los siguientes criterios, en base a lo indicado por Blanco en 1994 [02]:

Simplicidad y Simetría: Es necesario que la estructura sea lo más simple y simétrica posible dentro de los límites permitidos por la arquitectura. Empíricamente se puede apreciar que el comportamiento de estructuras de estas características es mejor que el comportamiento de estructuras con mayor grado de complejidad. Esto se debe principalmente a que nuestra capacidad de predecir el comportamiento de una estructura durante un evento sísmico es limitada.

Resistencia y Ductilidad: Es imposible, ya sea por límites físicos o económicos, una estructura capaz de soportar las solicitaciones sísmicas extraordinarias que han de suceder durante un evento sísmico severo sin presentar cierto nivel de daño. La estructura debe de tener una resistencia adecuada para controlar el nivel de daño en eventos menores, y una ductilidad suficiente para poder otorgar a la estructura la capacidad de sobrellevar un evento mayor sin llegar al colapso.

Hiperestaticidad y Monolitismo: Toda estructura debe ser hiperestática, permitiendo redistribuir las solicitaciones extraordinarias de un eventual sismo severo en múltiples elementos sin generar el colapso parcial o total. Una estructura hiperestática que permite la formación de rótulas plásticas sin crear mecanismos inestables será capaz de liberar eficientemente mayor cantidad de energía.

Uniformidad y Continuidad de la Estructura: Es ideal evitar cambios bruscos de resistencia y rigidez que generen concentraciones importantes de esfuerzos tanto en planta

como elevación. Se debe evitar configuraciones que concentren solicitaciones de ductilidad y liberación de energía en pocos elementos.

Rigidez Lateral: Es necesario que la estructura cuente con una densidad adecuada de elementos capaces de controlar los desplazamientos laterales. Deformaciones importantes vienen acompañadas de mayores daños tanto en elementos estructurales como no estructurales, y pueden generar pánico en los usuarios.

Existencia de un Diafragma Rígido: En la idealización de la estructura se considera que las losas de entrepiso actúan como diafragmas rígidos en su plano, que compatibilizan los desplazamientos de los elementos estructurales. Para que el comportamiento sea coherente con el supuesto, se deben evitar losas con aberturas importantes, o con forma alargada que permita desplazamientos distintos entre sus extremos.

Elementos no Estructurales: Los elementos no estructurales como tabiques de arcilla o parapetos pueden tener influencia en el comportamiento dinámico de la estructura. Si bien los elementos no estructurales en muchos casos brindan mecanismos de liberación de energía beneficiosos, es necesario verificar que estos no afecten de manera perjudicial a la estructura. De otra manera pueden generarse irregularidades torsionales o concentración de esfuerzos como sucede en el caso de las columnas cortas.

2.2 Estructuración y Predimensionamiento del Edificio

Se presenta en la Imagen2 la estructuración elegida en base a la arquitectura existente. El sistema estructural del edificio está comprendido por muros o placas, columnas y vigas de concreto armado.

Ya que la estructura cuenta con una forma muy alargada, se opta por dividirla alrededor de su eje de simetría. Esto permite que la losa aligerada trabaje efectivamente como un diafragma rígido, y evita deformaciones de temperatura y de secado inadmisibles.

Placas:

Para brindar rigidez lateral a la edificación se cuentan con placas de concreto armado en ambas direcciones, ubicadas en los extremos izquierdo y derecho de cada uno de los bloques. En la dirección X-X (paralela a los ejes de letras) las placas conforman pórticos junto con columnas y vigas de concreto armado, mientras que en la dirección Y-Y (paralela a los ejes de números) las placas se encuentran en voladizo.

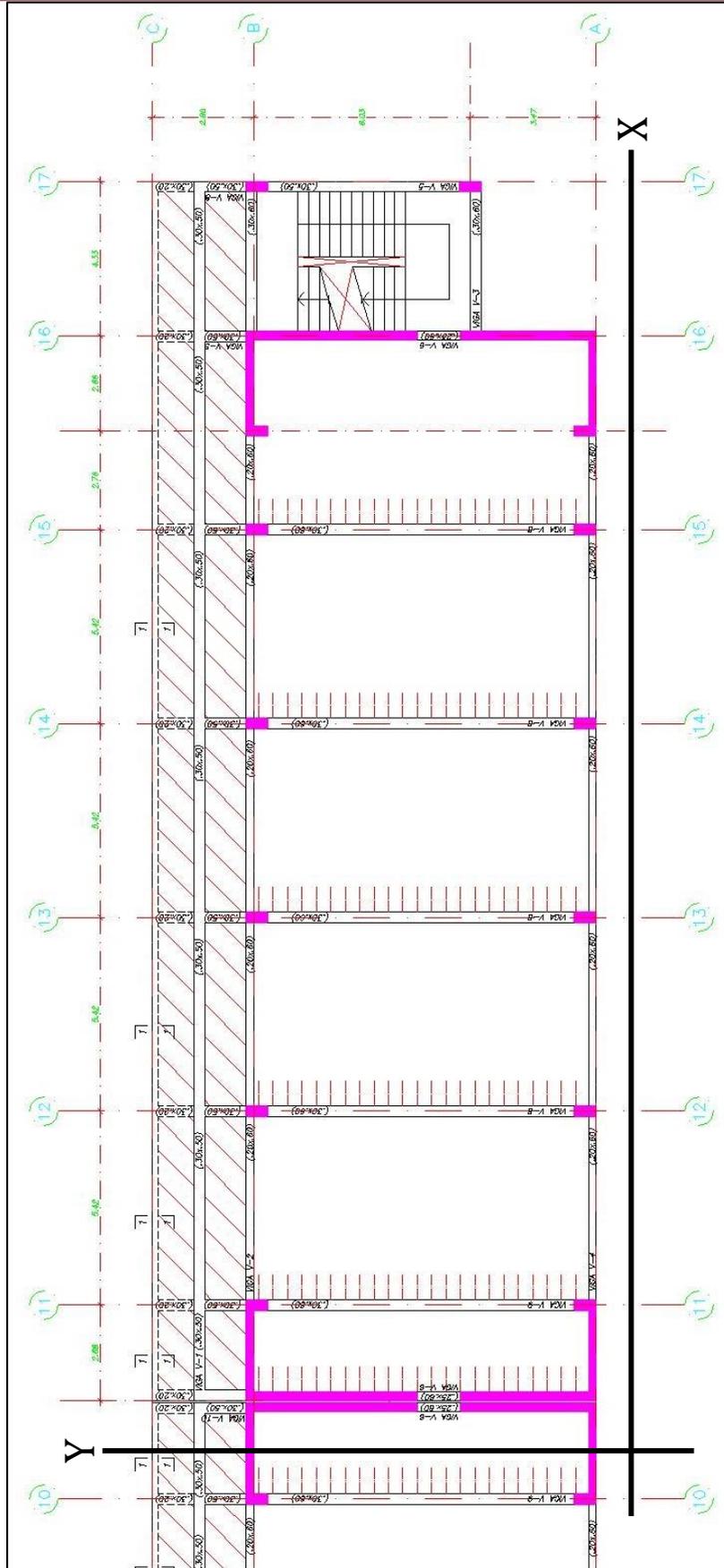


Imagen2 – Estructuración de la Edificación

En los dos primeros niveles, existe una conexión entre los dos bloques que implica la creación de un vano en medio de las placas ubicadas entre los ejes 10 y 11. Teniendo en cuenta la alta densidad de placas en esta dirección, y buscando evitar un cambio abrupto de rigidez, se decide tener dos placas conectadas por vigas peraltadas de acople. Las vigas de concreto armado de conexión tendrán solicitaciones sísmicas importantes, y serán foco de liberación de energía.

Las placas a ambos extremos del proyecto, en los ejes 5 y 16, arquitectónicamente no requieren de un vano en ellas. Sin embargo, como se verá con más profundidad en el análisis sísmico, la estructura cuenta con suficiente rigidez en la dirección Y-Y, y dividir la placa en estos ejes permite que se conserve una distribución de rigideces más regular.

Es difícil poder determinar un dimensionamiento fijo para el caso de placas o muros de concreto, en cuanto su principal función es brindar rigidez lateral a la estructura, y mientras más abundantes sean, estas tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total [02]. Generalmente, su espesor es de 15 cm para edificios bajos, y conforme se incrementan el número de pisos los espesores pueden incrementarse a 20, 25 o 30 cm. Estos espesores pueden variar en función de cómo la arquitectura limite la densidad de placas [02].

Mientras mayor sea la densidad de placas, menores serán los desplazamientos totales de la edificación y por ende menor el daño esperado, pero al ser la estructura más rígida se espera una respuesta sísmica de mayor magnitud. No obstante, si la configuración en planta es adecuada, la fuerza cortante sísmica será distribuida de manera eficiente en las placas existentes.

Por lo antes mencionado, se puede afirmar que la densidad de placas tiene un límite superior principalmente controlado por los requisitos arquitectónicos. De no ser este el caso, podría llegarse al punto en donde un incremento de placas no genere una reducción perceptible en los desplazamientos del edificio. En esta situación, podrían utilizarse pórticos conformados por columnas y vigas para las cargas verticales, y reemplazar ciertos muros de concreto por tabiques. En este caso, la decisión de cuál solución tomar ya no depende de un criterio netamente estructural, sino también económico y constructivo.

El límite inferior de densidad de placas viene controlado por los desplazamientos admisibles que puede tener la edificación ante un evento sísmico. La evaluación final de la longitud de placas debe ser realizada por el ingeniero estructural en base a un análisis sísmico, pues es difícil poder indicar una recomendación general [02]. Sin embargo, para edificaciones

convencionales de pocos pisos es posible estimar valores aproximados mediante expresiones empíricas como la presentada a continuación:

$$\Sigma \text{Longitudes placas de } 20 \geq \text{Área total edificio} / 120 \quad [03]$$

Para nuestro caso, el área total techada es aproximadamente 1415m^2 , por lo cual la longitud total de placas de 20 cm debe de ser cercana a 11.80m en cada una de las direcciones. La estructuración propuesta cuenta en la dirección X-X con 12 m de placas, y en la dirección Y-Y con 17 m.

Columnas:

Las columnas transmiten verticalmente hacia la cimentación las cargas de gravedad que reciben, y lateralmente soportan cargas sísmicas formando pórticos con las vigas. En el caso analizado, debido a la gran densidad de placas existente, es de esperar que el aporte de rigidez lateral de las columnas sea de poca importancia.

En edificios donde las columnas no tienen momentos sísmicos importantes, se debe tener en consideración los efectos de cargas axiales por gravedad en conjunto con los momentos flectores que pueden transmitir las vigas. Para columnas cuyo diseño es controlado por cargas de gravedad, sus dimensiones pueden estimarse con la siguiente expresión:

$$\text{Área de columna} \geq P(\text{servicio}) / 0.45f_c \quad [02]$$

Cuando las columnas reciben vigas no continuas de luces largas, de más de 7 u 8 m, se pueden presentar momentos flectores importantes, y se recomienda por ello tener peraltes importantes del orden del 70% u 80% del peralte de la viga principal [02].

Para el caso de una columna típica con un área tributaria aproximada de 40 m^2 por piso, y considerando una carga en servicio de aproximadamente 1 ton/m^2 , el área estimada de sección es de 1693 cm^2 . Considerando lo permitido por la arquitectura, y teniendo en cuenta que las columnas típicas reciben vigas de 8.50 m de luz libre, se consideran columnas típicas de 60x30 cm, peraltadas en la dirección Y-Y.

Losas de Entrepiso:

Las losas de entrepiso no solo transfieren las cargas de gravedad sobre ellas a las vigas o columnas, sino que cumplen la función de compatibilizar los desplazamientos laterales de los elementos estructurales en cada nivel, uniéndolos mediante un diafragma rígido.

En este caso, se utilizan losas aligeradas que trabajan en la dirección X-X, apoyadas sobre placas y vigas en la zona de los ambientes administrativos y de aulas. En el caso de los pasillos en volado ubicados entre los ejes B y C, se utilizan losas macizas que vuelan en la dirección Y-Y, trabajando en una sola dirección.

Para el predimensionamiento de las losas aligeradas se tienen los siguientes rangos usuales de peraltes utilizados para diferentes luces libres, para sobrecargas normales del orden de 300 a 350 kg/m²:

h = 17 cm	luces menores a 4 m	
h = 20 cm	luces comprendidas entre 4 y 5.5 m	
h = 25 cm	luces comprendidas entre 5 y 6.5 m	
h = 30 cm	luces comprendidas entre 6 y 7.5 m	[02]

Los peraltes antes indicados contemplan losas aligeradas convencionales, con 5cm de losa superior y ladrillos de 12, 15, 20 o 25 cm de peralte. Para luces mayores, hay que tener especial cuidado en el control de deflexiones, y se debe contemplar el uso de ensanches ya sea por corte o por flexión. También, es posible el uso de losas aligeradas que consideren un espesor de losa superior mayor, usualmente de 10 cm. Asimismo, para el caso de luces mayores a 5.5 m, es recomendable el uso de vigas chatas de costura en la dirección perpendicular a las viguetas del aligerado, de manera que se distribuyan homogéneamente las solicitaciones y se uniformicen las deflexiones. Debido a que se la luz libre típica en la estructura en trabajo es de 5.10 m, se utilizan aligerados de 20 cm.

Para el predimensionamiento de las losas macizas en una dirección se tienen los siguientes espesores recomendados:

h = 13 cm	luces menores o iguales a 4 m	
h = 15 cm	luces menores o iguales a 5.5 m	
h = 20 cm	luces menores o iguales a 6.5 m	
h = 25 cm	luces menores o iguales a 7.5 m	[02]

Algunos ingenieros también consideran las siguientes expresiones para realizar un predimensionamiento:

Losas simplemente apoyadas	$h = L/20$
Losas con un extremo continuo	$h = L/24$

Losas con ambos extremos continuos	$h = L/28$	
Losas en voladizo	$h = L/10$	[03]

En el presente caso, la losa maciza trabaja en voladizo una luz de 1.15 m, por lo que se utiliza un peralte de 15 cm. El peralte elegido no solo permite colocar una malla superior y una malla inferior de refuerzo, sino que es razonable considerando que la losa conforma parte del diafragma que conecta la zona de las escaleras con el resto de la edificación.

Vigas Peraltadas:

Las vigas cumplen la función de transmitir las cargas de gravedad de las losas a las columnas y muros, y además conforman parte de los pórticos que brindan rigidez lateral a la estructura.

La edificación en estudio cuenta con vigas que conforman pórticos solamente con columnas en direcciones en las cuales se tiene una gran cantidad de placas o muros de concreto, por lo cual es de esperar que el aporte sísmico que puedan tener sea pequeño. Sin embargo, también existen vigas que forman pórticos en conjunto no solo con columnas sino también con placas, y que sí presentan solicitaciones sísmicas.

En el caso de las vigas de la edificación en análisis es razonable considerar que sus peraltes son controlados por cargas de gravedad. En el caso de las vigas que cuentan con solicitaciones sísmicas considerables puede asumirse el mismo peralte definido para vigas de gravedad, pero será necesario verificar en conjunto con el modelo sísmico la magnitud de los momentos flectores y fuerzas cortantes que existen.

En el caso de vigas ubicadas entre placas, o vigas con longitudes muy pequeñas y por lo tanto muy rígidas, es posible que las solicitaciones sísmicas impliquen una cantidad de refuerzo mayor al permisible. En estos casos, es posible reducir el peralte de los elementos para así disminuir su participación sísmica. Algunos ingenieros optan por no disminuir el peralte, pero diseñan las vigas de forma que estas fallen de manera dúctil en flexión. De ser así se deben realizar los diseños de los elementos estructurales utilizando la situación más desfavorable entre los casos en los cuales estas vigas aportan o no rigidez lateral a la estructura.

Para el predimensionamiento de las vigas ante cargas de gravedad se utilizan usualmente peraltes que varían entre $L/10$ y $L/12$, con anchos de entre 0.3 a 0.5 veces el peralte.

Para luces de 8.5m, se estima necesario un peralte de entre 70 a 80 cm. Sin embargo, debido a requisitos arquitectónicos, el peralte no debe superar los 60 cm. Teniendo en consideración que cada viga carga solamente una longitud de losa aligerada de aproximadamente 5 m, y que soportan solamente tabiquería móvil; se utilizan vigas de 30x60 cm. Debido a que el peralte de las vigas es algo menor al recomendado, hay que tener especial cuidado en el control de deformaciones. Por otro lado, hay que tener en consideración la posibilidad de incrementar el ancho de las vigas de ser necesario, y de hacer uso de contraflechas.

Vigas “Chatas”:

Las vigas “chatas” consisten en vigas de igual peralte que la losa maciza o aligerado, y se usan generalmente para soportar tabiques que se apoyan paralelamente a la dirección de las viguetas, o para dar confinamiento a aberturas de ductos.

En el caso de las vigas “chatas” de aligerados que soportan tabiques, éstas deben ser capaces de tomar el peso de los elementos que soportan. Sin embargo, muchos ingenieros tienen la práctica de colocar una “viguetas doble” bajo cada uno de los tabiques, que en muchos casos es teóricamente incapaz de tomar el peso de los mismos. No obstante, la experiencia ha demostrado que su comportamiento es aceptable, posiblemente debido a un efecto de comportamiento en grupo entre la viguetas doble y el resto del aligerado.

En nuestro caso, ya que las divisiones entre ambientes son de tabiquería ligera o Drywall, y no se cuentan con discontinuidades importantes en el diafragma, no será necesario el uso de vigas “chatas”. Se tiene, sin embargo, una viga de costura en el borde del volado, que incluso podría obviarse al tratarse de una losa maciza.

Escaleras:

Las escaleras del proyecto definidas por arquitectura tienen una distancia de paso de 30 cm, una altura de contrapaso de 17 cm, y un ancho de 1.80 m. Con ello, se puede verificar que estas cumplen con los requisitos arquitectónicos y de ocupación del Reglamento Nacional de Edificaciones.

La longitud total de un tramo de 10 pasos más los dos descansos es de 5.93 m. Las escaleras son en esencia losas de concreto armado macizas en una dirección, y el peralte aproximado de la garganta puede definirse como $L/30$ [04]. Basados en este criterio se utiliza una escalera con peraltes de descanso $h = 20$ cm, y con garganta $g = 20$ cm.

2.2 Efecto de Columna Corta

La existencia de columnas o vigas que han sido restringidas parcialmente en su altura, genera zonas de altas demandas sísmicas y concentración de daño. Estos casos usualmente ocurren por elementos no estructurales, como los tabiques con ventanas altas, que reducen la longitud libre efectiva de vigas o columnas.

Para evitar el efecto de columna corta en la estructura en estudio, se opta por la independización completa de la tabiquería con respecto a la estructura. Otras soluciones, como la rigidización global de la estructura mediante la colocación de más placas, la ubicación de vanos de altura completa cerca de columnas, o la eliminación de ventanas altas, no son posibles por cuestiones arquitectónicas. Por ello se debe tener especial cuidado en el detalle de juntas de tabiques, de manera que estos sean correctamente realizados.

La arquitectura contempla la existencia de paños conformados por cerramiento de albañilería de altura completa, intercalados de manera irregular con paños de albañilería con ventanas altas. Debido a esto, es imposible la integración de la tabiquería con la estructura, ya que de otro modo se generan restricciones parciales tanto en columnas como vigas, que a su vez son distintas en cada nivel.

Por lo antes mencionado se decide independizar los tabiques no estructurales de los elementos estructurales en los ejes A y B. En algunos casos se cuentan con puertas que separan los tabiques de las columnas, pero en otros es necesario la colocación de juntas de separación. Las juntas se especifican como mínimo de 2.5cm, ya que corresponden aproximadamente al desplazamiento máximo que puede presentar un entrepiso con deriva de 0.7%, y coincide además con el espesor de una plancha de poliestireno expandido de 1in.

3. METRADO DE CARGAS

3.1 Introducción

Todos los elementos del edificio son diseñados de manera que sean capaces de resistir las cargas que se estime tengan a lo largo de su vida útil. El Reglamento Nacional de Edificaciones E0.20 establece los valores mínimos de cargas que deben ser considerados.

3.2 Cargas a Metrar y Pesos Unitarios Empleados

Las cargas a metrar son las cargas estáticas, conformadas por las cargas muertas y vivas.

Para determinar las cargas muertas, se consideran los siguientes pesos unitarios:

Concreto Armado	2400 kg/m ³
Muro de Albañilería	1800 kg/m ³
Aligerado h = 20 cm	300 kg/m ³
Piso Terminado	100 kg/m ²

Para determinar las cargas vivas, se tienen en cuenta los valores de sobrecarga indicados en la norma RNE E0.20:

Aulas	250 kg/m ²
Corredores y Escaleras	400 kg/m ²
Divisiones Livianas Móviles	
De media altura	50 kg/m ²
De altura completa	100 kg/m ²

3.3 Metrado de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas típicas reciben la sobrecarga correspondiente a aulas en todos los tramos. Adicionalmente, se considera una carga viva debido a la tabiquería de Drywall utilizada en la división de ambientes. Las cargas muertas consideradas son las del peso propio del aligerado y el piso terminado sobre este. A continuación se presenta el metrado de cargas de a una vigueta típica de 40cm de ancho, ubicada entre los ejes A y B.

Peso propio	$300 \times 0.40 = 120$
Piso terminado	$100 \times 0.40 = 40$
Sobrecarga	$250 \times 0.40 = 100$
Drywall	$100 \times 0.40 = 40$
Cargas totales en servicio	wd = 160 kg/ml wl = 140 kg/ml

3.4 Metrado de Losas Macizas

En la zona del pasillo se cuenta con una losa maciza de 15 cm. Se considera en el metrado de cargas de la misma la sobrecarga correspondiente a pasillos y escaleras en centros educativos. Las cargas muertas consideran el peso propio de la losa maciza, y el peso del piso terminado. A continuación se presenta el metrado de cargas de metro de ancho tributario de losa maciza, ubicada entre los ejes B y C.

Peso propio	$2400 \times 0.15 \times 1 = 360$
Piso terminado	$100 \times 1 = 100$
Sobrecarga	$400 \times 1 = 400$
Cargas totales en servicio	wd = 460 kg/ml wl = 400 kg/ml

3.5 Metrado de Vigas Peraltadas

En el metrado de vigas se consideran las cargas que les transmiten las losas macizas y aligeradas. Se consideran también las cargas de peso propio y cargas que actúan directamente sobre ellas. A continuación se presenta el metrado de una viga típica ubicada entre los ejes B y C.

Peso propio	$0.30 \times 0.60 \times 2400 = 432$
Losa aligerada	$5.12 \times 300 = 1536$
Piso terminado	$5.42 \times 100 = 542$
Sobrecarga	$5.42 \times 250 = 1355$
Drywall	$5.42 \times 100 = 542$
Cargas totales en servicio	wd = 2510 kg/ml wl = 1897 kg/ml

3.6 Metrado de Columnas

El metrado de cargas se hace mediante el método de áreas tributarias. Se considera que las columnas toman todas las cargas ubicadas dentro de su área tributaria, asumiendo una distribución isostática de las mismas. Se presenta en la Imagen3 las áreas tributarias correspondientes, y en la Tabla1 el metrado de cargas de la columna B13.

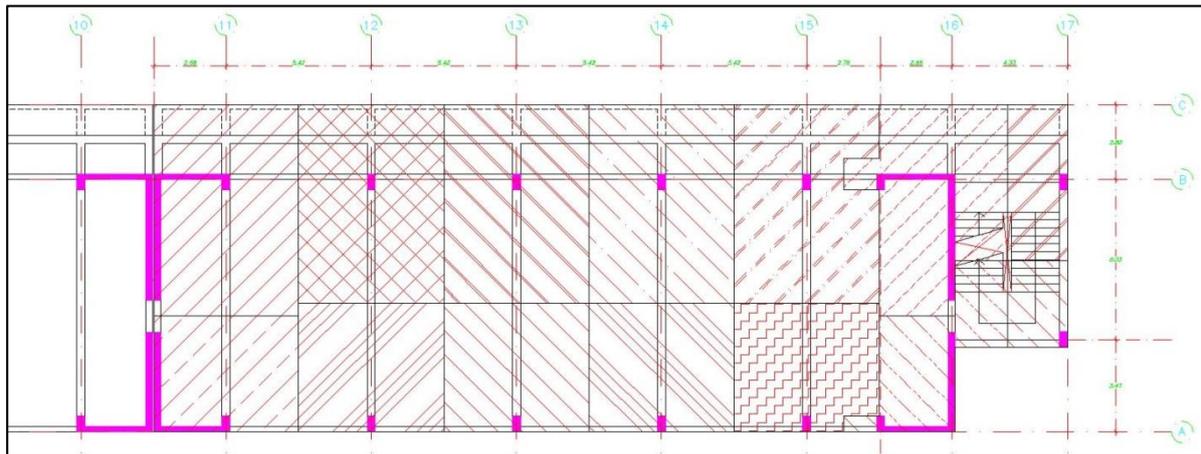


Imagen3 – Áreas Tributarias de Elementos Verticales

B13 (0.30x0.60)					
Nivel	Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Peso Parcial	Peso Acumulado
1° al 3° Piso	Aligerado h=25cm	0.300	23.81	7.142	
	Losa h=15cm	0.360	11.78	4.239	
	Viga (30x60)	0.432	4.25	1.836	
	Viga (30x50)	0.360	6.27	2.257	
	Viga (30x20)	0.144	1.15	0.166	
	Viga (20x60)	0.288	5.12	1.475	
	Piso Terminado	0.100	40.38	4.038	
	Parapeto	0.126	5.42	0.683	
	Columna	0.432	3.75	1.620	
	S/C (Aulas+Drywall)	0.350	26.29	9.200	
	S/C (Pasillos)	0.400	14.09	5.637	
				PD	23.456
			PL	14.837	44.512
4° Piso (Azotea)	Aligerado h=25cm	0.300	23.81	7.142	
	Viga (30x60)	0.432	4.25	1.836	
	Viga (20x60)	0.288	5.12	1.475	
	Piso Terminado	0.100	26.29	2.629	
	Columna	0.432	3.75	1.620	
	S/C (Azotea)	0.100	26.29	2.629	
			PD	14.702	85.069
			PL	2.629	47.140

Tabla1 – Metrado de Cargas de Columna Ubicada en Cruce de ejes B13

La carga total en servicio en la columna B13 es de 85 ton para carga muerta y 47 ton para carga viva.

Adicionalmente, la norma permite reducir la carga viva en función del área de influencia de la columna. La carga viva puede ser reducida a un valor de $L_r = L_o (0.25 + 4.6 / \sqrt{A_i})$, pero no reducida en más del 50% para sobrecargas convencionales, ni en más del 20% para sobrecargas de estacionamientos [01].

En el primer piso el área de influencia acumulada es de 295 m², lo que se permite considerar una sobrecarga reducida al 52%. Sin embargo, para edificios de pocos pisos lo convencional es conservadoramente no considerar ningún tipo de reducción de cargas.

3.7 Metrado de un Piso Típico

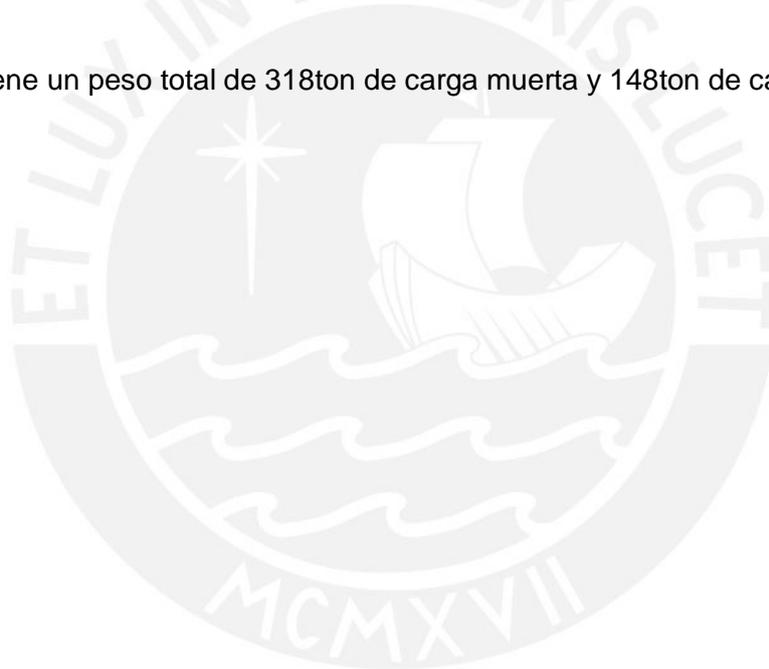
Se presenta a continuación el metrado de un piso típico, en donde se obtienen las cargas vivas y muertas utilizadas para determinar las masas del modelo sísmico.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Peso Parcial	Peso Acumulado	Peso Total
Placas y Columnas					
e=20cm	1.800	9.54	17.172		
e=25cm	2.250	19.40	43.650		
e=30cm	2.700	8.40	22.680	83.502	
Vigas					
(20x60)	0.288	45.88	13.213		
(30x60)	0.432	50.30	21.730		
(30x50)	0.360	48.64	17.510		
(30x20)	0.144	9.20	1.325	53.778	
Losa h=15cm	0.360	72.99	26.277	26.277	
Losa h=20cm	0.480	11.42	5.481	5.481	
Aligerado h=20cm	0.300	259.33	77.799	77.799	
Escalera g=20cmm	0.756	10.80	8.165	8.165	

Parapeto e=15cm h=35cm	0.126	39.01	4.915	4.915	
Tabique e=15cm	0.945	18.46	17.441	17.441	
Piso Terminado	0.100	406.26	40.626	40.626	317.984
Sobrecarga					
Aulas	0.250	290.13	72.533		
Pasillos	0.400	116.13	46.452		
Drywall	0.100	290.13	29.013	147.998	147.998

Tabla2 – Metrado de Cargas de Piso Típico

Un piso típico tiene un peso total de 318ton de carga muerta y 148ton de carga viva.



4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Objetivos

Para predecir el comportamiento del edificio durante un evento sísmico se realiza un análisis según los requerimientos indicados en el RNE E.030 Diseño Sismorresistente del año 2003. Con ello se estiman desplazamientos máximos de la edificación y solicitaciones de diseño correspondientes a un evento sísmico posible a lo largo de su vida útil.

4.2 Modelo del Edificio

El análisis sísmico del edificio se realiza mediante el programa ETABS 9.7.4 de Computer and Structures. La idealización considera pórticos de concreto armado conformados por vigas, columnas y placas conectadas entre sí mediante diafragmas rígidos que representan a las losas de entrepiso.

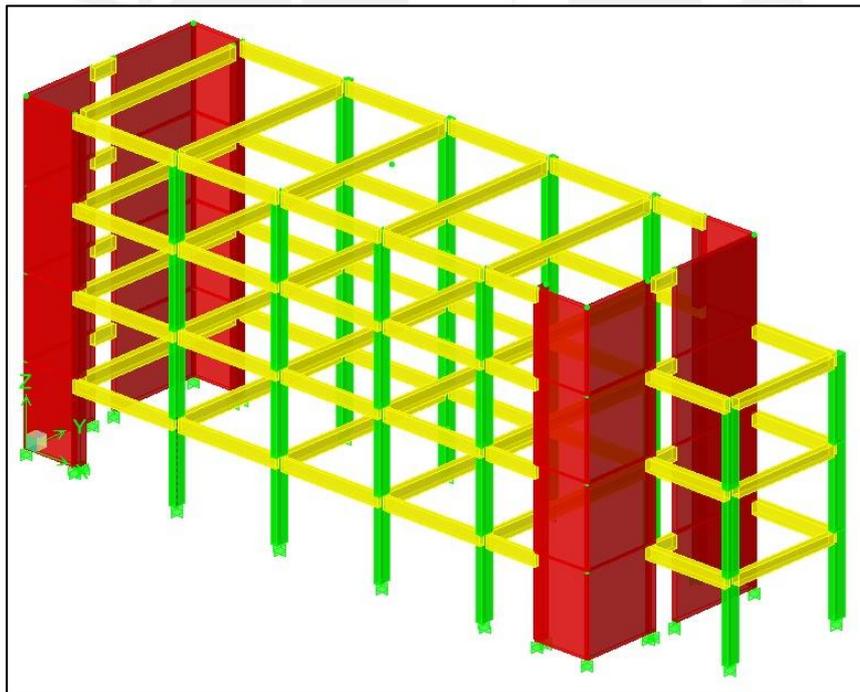


Imagen4 – Modelo de la Estructura en el Programa C&S ETABS 9.7.4

Las características consideradas para el concreto son las siguientes:

Módulo de Elasticidad (E_c)	2170000 ton/m ²
Módulo de Poisson (ν)	0.15
Módulo de Corte (G)	945000 ton/m ²

La masa del edificio se considera de manera puntual y concentrada en los centros de gravedad de los niveles de entrepiso, y de manera similar la inercia rotacional. Estas son unidas al resto de elementos mediante diafragmas rígidos en cada nivel.

En el análisis dinámico las masas puntuales se ubican considerando un valor de excentricidad accidental de 5% de la longitud total del diafragma en la dirección perpendicular al movimiento. La excentricidad accidental compensa la incertidumbre existente con respecto a la ubicación real del centro de masas de una edificación. Algunos ingenieros proponen utilizar valores menores, en casos en los cuales no existen cargas importantes debido a albañilería y sobrecargas especiales, pues el centro de gravedad puede ser ubicado con mayor precisión. No obstante en la edificación estudiada se considera una excentricidad accidental de 5% según lo indicado por la norma.

Para obtener la masa sísmica se considera el 100% de las cargas muerta y el 50% de las cargas vivas, como corresponde a las edificaciones esenciales o importantes según el artículo 16 del RNE E.030. En el caso de la azotea, se considera solamente 25% de la sobrecarga. Por otro lado, la masa rotacional se determina mediante la siguiente expresión:

Masa rotacional (Rz) = Momento polar x Masa traslacional / Área

Para un piso típico (encofrados de pisos 1 al 3) se obtiene:

Peso	$318 + 148 \times 0.5 = 392 \text{ ton}$
Masa traslacional (Mx, My)	$392 / 9.806 = 39.98 \text{ ton.s}^2/\text{m}^2$
Masa rotacional (Rz)	$42574 \times 39.98 / 406 = 4192 \text{ ton.s}^2.\text{m}$

Para la azotea (encofrado del piso 4) se obtiene:

Peso	$193 + 29 \times 0.25 = 200 \text{ ton}$
Masa traslacional (Mx, My)	$200 / 9.806 = 20.42 \text{ ton.s}^2/\text{m}^2$
Masa rotacional (Rz)	$23904 \times 20.42 / 290 = 1681 \text{ ton.s}^2.\text{m}$

Teniendo en cuenta que el terreno consiste en grava densa, se idealizan las condiciones de apoyo de los elementos como si estuviesen empotrados en su base. En la realidad las zapatas tienen cierto grado de giro al presentarse las solicitaciones sísmicas, pero al ser la respuesta del terreno inelástica, la magnitud del giro es difícil de predecir.

En el modelo se considera una altura de entrepiso típica de 3.75 m, y el empotramiento en la base se toma en el nivel del terreno ± 0.00 . Algunos ingenieros consideran en cimentaciones superficiales que el empotramiento se da en la parte superior de la zapata, despreciando el efecto de confinamiento del terreno sobre la columna. Si bien este es un punto de vista válido, la variación en los resultados suele ser poco importante.

4.3 Parámetros Sísmicos

El análisis dinámico de la edificación se realiza mediante el método de superposición espectral. Este método divide el problema dinámico en sendos sistemas por cada modo de vibración del edificio, y posteriormente superpone las respuestas obtenidas mediante un análisis espectral. El espectro de respuesta utilizado para el análisis de la edificación es el espectro sintético indicado por el RNE E0.30 Diseño Sismorresistente definido por:

$S_a = (ZUCS / R) \times g$, donde intervienen los siguientes factores:

Factor de Zona (Z): Está definido por la ubicación de la edificación, y representa la magnitud del sismo esperado en la misma. Al encontrarse la edificación en la ciudad de Lima, se utilizará el factor correspondiente a la zona 3, $Z = 0.4$.

Factor de Uso (U): Considera la función que tendrá la estructura y las posibles repercusiones de su falla, exigiendo un diseño más o menos conservador según su importancia. Para el caso de la edificación en análisis se considera esta como una estructura de tipo esencial (Clase A) con factor $U = 1.5$.

La norma de diseño sismorresistente clasifica a los centros educativos como esenciales, ya que busca garantizar que cada centro urbano cuente por lo menos con una infraestructura de refugio y conglomeración tras una catástrofe. En nuestro caso, al encontrarse la edificación dentro de un campus universitario, resulta cuestionable si este principio debe de aplicarse. Sin embargo, en la presente tesis se considera el factor de 1.5 antes mencionado, y todas las limitaciones que conlleva el diseño de una edificación esencial.

Factor de Amplificación Sísmica (C): Representa la amplificación de la respuesta de la estructura con respecto a la aceleración del suelo. Se encuentra en función del periodo de la estructura y del periodo natural del suelo, según la siguiente expresión:

$$C = (T_p / T); \quad C \leq 2.50$$

Factor de Suelo (S): Busca reflejar los efectos de las características del terreno de apoyo en las solicitaciones sísmicas que podrían esperarse. La estructura se encuentra cimentada sobre gravas compactas clasificadas como tipo S1, donde $S = 1$ y $T_p = 0.4$ s.

Factor de Reducción Sísmica (R): Se define en función del tipo de sistema estructural. Y representa la reducción de las fuerzas que se esperan para un análisis elástico, debido a la generación de mecanismos de falla y liberación de energía en el rango inelástico. Se fundamenta en la necesidad de aceptar fallas en una estructura durante un evento sísmico severo, que deben de ser suplidas por una ductilidad adecuada. El sistema estructural de la edificación en análisis se encuentra conformado principalmente por placas o muros de concreto, por lo cual se considera $R = 6$. El factor R utilizado debe de ser verificado posteriormente, una vez conocida la distribución de fuerzas cortantes basales.

En el caso de estructuras irregulares, es necesario reducir el factor R al 75% de su valor. La estructura en análisis es una estructura regular, como se verá posteriormente y como lo exige la norma para estructuras esenciales.

Criterios de Regularidad:

La norma sismorresistente considera en el artículo 11, siete criterios deben ser considerados al momento de definir si un edificio es de naturaleza regular o irregular. Estos se dividen en criterios de regularidad en altura y planta, y se desarrollan a continuación:

Irregularidad en Altura

Irregularidad de Rigidez y Piso Blando: Verifica que el sistema estructural no presente cambios bruscos de rigidez en altura que puedan generar concentraciones de solicitaciones sísmicas. La rigidez lateral de un entrepiso no debe de ser menor al 85% del entrepiso superior o al 90% del promedio de los tres pisos siguientes.

Irregularidad de Masa: Verifica la existencia de cambios bruscos en las masas entre pisos adyacentes. Se considera un límite de variación de 150% entre masas de pisos adyacentes.

Irregularidad Geométrica Vertical: Verifica que la estructura sea dimensionalmente similar en altura. Se considera una estructura como irregular si la dimensión en planta es mayor que 130% de un piso adyacente.

Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Se considera un edificio irregular si este cuenta con elementos verticales que presentan un desfase mayor que su dimensión en dicha dirección.

Al contar con pisos típicos iguales, se puede determinar que la estructura en análisis cumple con todos los criterios de regularidad en altura.

Irregularidad en Planta

Irregularidad Torsional: Una estructura es irregular torsionalmente si la distribución de elementos genera una excentricidad importante entre el centro de masa y el centro de rigidez, causando que el modo de vibración torsional sea importante. La norma considera un edificio como irregular por torsión, solamente si presenta desplazamientos sustanciales, en donde el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda 50% del máximo permitido. De ser este el caso, un edificio será irregular si el desplazamiento relativo máximo de un entrepiso en uno de sus extremos es mayor que 1.3 veces el desplazamiento promedio.

Esquinas Entrantes: Un edificio se considera como irregular si cuenta con esquinas entrantes mayores que 20% de la dimensión total en planta en ambas direcciones. Este límite contempla problemas que podrían generarse por diafragmas con una configuración en “L”. En estos casos no solo existe una importante concentración de esfuerzos en el punto de quiebre, sino que se presentan cambios de rigidez que originan el fenómeno conocido como “aleteo”, donde se dan mayores solicitaciones en los extremos libres del diafragma.

Discontinuidad del Diafragma: Verifica la ausencia de discontinuidades súbitas o cambios de rigidez importantes en el diafragma, que causen concentraciones importantes de esfuerzos, o permitan incompatibilidades perceptibles de desplazamientos. Son irregulares estructuras con diafragmas con áreas abiertas de más del 50% de su área bruta.

En el caso de la edificación en análisis no existen discontinuidades en los diafragmas de entrepiso ni existen esquinas entrantes. Debido a la distribución de placas, se espera que tampoco existan problemas de irregularidad torsional, lo cual se verifica posteriormente con los resultados del análisis sísmico.

4.4 Resultados de Análisis Dinámico

Para el análisis se considera un factor de amortiguamiento de 5%, que corresponde al valor típico de estructuras de concreto armado sin elementos de amortiguación adicionales.

Además, las respuestas modales son superpuestas mediante el método de Combinación Cuadrática Completa o CQC.

Se presentan en la Tabla3 los periodos fundamentales obtenidos del análisis modal de la estructura, con sus correspondientes porcentajes de masa participativa:

Modo	T (s)	MASA EFECTIVA	
		UX	UY
1	0.3434	72.80%	0.00%
2	0.1734	0.00%	78.31%
3	0.1070	0.35%	0.06%
4	0.0819	20.52%	0.00%
5	0.0509	0.00%	15.93%
6	0.0404	5.00%	0.00%
7	0.0314	0.21%	0.00%
8	0.0287	1.06%	0.19%
9	0.0284	0.05%	4.02%
10	0.0214	0.00%	1.31%
11	0.0175	0.01%	0.13%
12	0.0134	0.00%	0.05%

Tabla3 – Periodos de la Estructura y Masas Participativas Correspondientes

Se aprecia que el edificio tiene un comportamiento notoriamente regular, donde los modos torsionales 3, 6, 9 y 12 carecen importancia. Por otro lado, las respuestas en las direcciones X-X e Y-Y quedan definidas principalmente por los modos 1 y 2 respectivamente.

Si bien se ha realizado un análisis dinámico de superposición espectral, la norma establece una fuerza cortante basal mínima en función de la estimada mediante el método dinámico de carga estática equivalente, conocido también como el método estático. El análisis estático indicado por la norma se basa en asumir que el comportamiento de una edificación viene definido únicamente por los modos fundamentales en cada dirección. Para la edificación en análisis, a estos modos corresponden los siguientes periodos:

$$T_{xx} = 0.34s$$

$$T_{yy} = 0.17s$$

Por otro lado, debe considerarse que los elementos no estructurales pueden tener otros efectos en la estructura como lo son la generación de columnas cortas, el incremento excesivo de torsión, o la generación de pisos blandos. Es responsabilidad del ingeniero

estructural determinar qué efectos podrían tener los elementos no estructurales sobre el comportamiento sísmico de la edificación, y aislar los mismos de ser necesario.

Se presenta en la Imagen5 el espectro de respuesta sintético definido por el RNE E0.30 utilizado en el presente análisis. En base al espectro presentado se obtienen las respuestas correspondientes a cada modo de vibración de la estructura, sobre los cuales se estima la respuesta máxima mediante el método de Combinación Cuadrática Completa.

Fuerza Cortante Basal: Las fuerzas cortantes en la base obtenidas en el análisis del modelo sísmico son las siguientes:

$$V_{xx} = 261\text{ton}$$

$$V_{yy} = 276\text{ton}$$

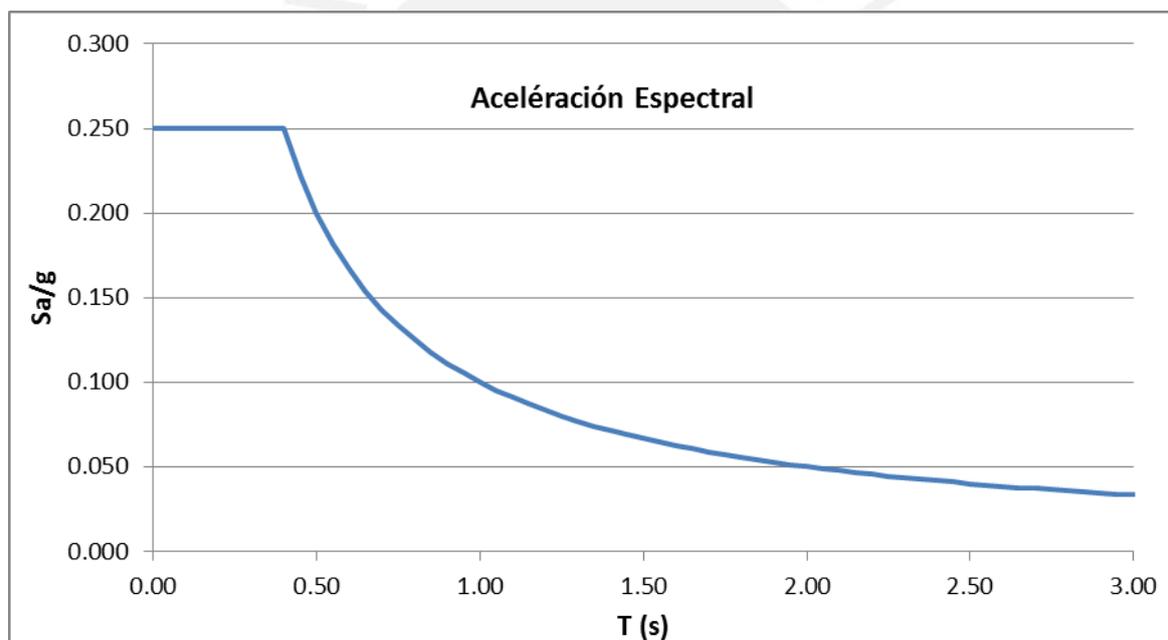


Imagen5 – Espectro de Respuesta Sintético con $Z=0.4$, $U=1.5$, $S=1.0$, $R=6$

Desplazamientos Laterales: Los desplazamientos obtenidos en el análisis dinámico son producto de un análisis en el rango elástico de la estructura, y utilizando un espectro de respuesta modificado con un factor de reducción por ductilidad. Por ello, para estimar los desplazamientos reales debido a una respuesta dentro del rango inelástico es necesario amplificar los resultados del análisis sísmico realizado. El RNE E0.30 indica que para el espectro sintético utilizado los desplazamientos máximos pueden estimarse amplificando los resultados del análisis por un factor de $0.75R$. Los desplazamientos y derivas de entrepiso obtenidos para cada dirección se presentan a continuación:

Piso	h entrepiso (m)	Di absoluto (cm)	Di entrepiso (cm)	Deriva (‰)
4	3.75	4.9095	1.494	3.984
3	3.75	3.4155	1.503	4.008
2	3.75	1.9125	1.2735	3.396
1	3.75	0.639	0.639	1.704

Tabla4 – Desplazamientos en la Dirección X-X (paralelo a ejes de letras)

Piso	h entrepiso (m)	Di absoluto (cm)	Di entrepiso (cm)	Deriva (‰)
4	3.75	1.404	0.3285	0.876
3	3.75	1.0755	0.4005	1.068
2	3.75	0.675	0.414	1.104
1	3.75	0.261	0.261	0.696

Tabla5 – Desplazamientos en la Dirección Y-Y (paralelo a ejes de números)

Se puede comprobar que las derivas máximas de entrepiso obtenidas para las dos direcciones tienen un valor máximo de 4‰. Este valor es menor que el límite de 7‰ para estructuras de concreto armado indicado por la norma en el artículo 15, por lo cual se puede asegurar que la rigidez lateral del edificio es satisfactoria.

Control de Giros en Planta: Si bien no existen límites de giros establecidos en la norma sismorresistente para edificaciones convencionales, la norma indica en el artículo 11 criterios bajo los cuales una estructura se considera irregular por torsión. Debido a que la edificación en análisis es clasificada como esencial, es necesario que esta sea regular.

Como se indica en el acápite 4.3, la verificación torsional es necesaria sólo si el desplazamiento promedio de algún entrepiso supera el 50% del máximo, que corresponde a un valor de $3.5‰ \times 3.75 \text{ m} = 1.31 \text{ cm}$. De ser el caso, debe verificarse que el desplazamiento de entrepiso extremo no supere en 30% el valor de desplazamiento promedio. Se presentan a continuación los valores de desplazamientos de entrepiso para ambas direcciones:

Piso	Di entrepiso A (cm)	Di entrepiso B (cm)	Di entrepiso promedio (cm)	Di B / Di prom
3	0.356	0.419	0.387	1.081
2	0.356	0.437	0.396	1.102
1	0.221	0.270	0.245	1.101

Tabla6 – Desplazamientos de Entrepiso en la Dirección X-X (paralelo a ejes de letras)

Piso	Di entrepiso A (cm)	Di entrepiso B (cm)	Di entrepiso promedio (cm)	Di B / Di prom
4	1.494	1.494	1.494	1.000
3	1.499	1.503	1.501	1.001
2	1.265	1.274	1.269	1.004
1	0.635	0.639	0.637	1.004

Tabla7 – Desplazamientos de Entrepiso en la Dirección Y-Y (paralelo a ejes de números)

Si bien el desplazamiento promedio de entrepiso es mayor al 50% del máximo permitido, la estructura estudiada clasifica como regular por torsión, ya que el desplazamiento de entrepiso supera al desplazamiento promedio sólo en aproximadamente 10%.

Al determinar el desplazamiento promedio y la relación entre desplazamiento máximo y desplazamiento promedio en cada entrepiso, se hace uso de resultados previamente superpuestos. Desde un enfoque estrictamente teórico es incorrecto determinar resultados derivados de productos de un proceso combinatorio, pues son solamente magnitudes estimadas y sin signo. Para obtener los valores teóricos reales, deberían de obtenerse cada uno de los parámetros deseados para cada modo de vibración, y realizar con estos una superposición mediante el método de combinación deseado.

Pese a lo antes indicado se considera que los resultados obtenidos son suficientes para asegurar que la edificación en análisis es regular torsionalmente. En casos en los cuales gran parte de la respuesta combinada proviene únicamente de un modo, el error por trabajar con resultados superpuestos no es importante. Por otro lado, mediante el método realizado el desplazamiento máximo supera el promedio en 10%, muy por debajo del límite de 30% indicado por la norma. Se recuerda también que el valor de 30% tiene un origen arbitrario, y por lo tanto es razonable utilizarlo con cierta flexibilidad.

4.5 Análisis Estático

En base a los periodos principales obtenidos en el análisis dinámico se determinan las cortantes basales estáticas mediante la siguiente expresión, en base a los mismos parámetros vistos en el análisis dinámico:

$$V = (ZUCS / R) \times P, \quad \text{donde } C / R \geq 0.125 \quad [05]$$

Esta expresión es equivalente a la expresión que define el espectro de respuestas del método dinámico. El límite para el cociente de C/R indica que la norma considera un

cortante basal mínimo para las edificaciones con periodos muy largos, el cual para una edificación típica es de 5% de su peso. Las cortantes basales estáticas obtenidas son:

$$V_{xx} = 344 \text{ ton}$$

$$V_{yy} = 344 \text{ ton}$$

La norma sismorresistente limita en edificios regulares la respuesta dinámica al 80% de la respuesta estática. Esto implica definir un factor de amplificación de respuesta para el análisis dinámico en caso sea necesario. Sin embargo, esta consideración solo es requerida para los resultados de fuerzas y no para los desplazamientos.

$$f_{fx} = 0.8 \times 344 / 261 = 1.054$$

$$f_{fy} = 0.8 \times 344 / 276 = 0.997 \text{ (debe ser mayor o igual que 1)}$$

4.6 Junta de Separación Sísmica

Debido a que el pabellón analizado se encuentra colindante con áreas libres dentro de un campus universitario, no es necesario determinar juntas de separación con alguna futura estructura. Sin embargo, ya que se decidió dividir la edificación en dos estructuras independientes, sí es necesario el diseño de la junta existente entre ambos bloques, ubicada entre los ejes 10 y 11.

La junta de separación sísmica tiene la finalidad de evitar la colisión entre dos estructuras colindantes, evitándose así que se afecte el comportamiento sísmico de las mismas, y los daños que implican los fenómenos de martilleo y golpeteo. La junta de separación (S) mínima se define mediante los siguientes límites:

2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de dos bloques adyacentes

3cm

$3 + 4\text{‰} (h - 500)$, donde h es la altura a partir del nivel natural del terreno en cm [05]

En base a lo antes indicado se determina la junta sísmica requerida como:

$$S1 = 2/3 \times (4.91 \times 2) = 6.55 \text{ cm}$$

$$S2 = 3 + 0.004 \times 1000 = 7 \text{ cm}$$

Se elige con ello una junta de 7.5 cm.

5. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

5.1 Introducción

Las losas y vigas trabajan principalmente ante condiciones de flexión y corte. Estas solicitaciones pueden ser originadas debido a cargas de gravedad, o como resultado de efectos sísmicos. El diseño de estos elementos se realiza principalmente en etapa última, pero también es necesario verificar ciertas condiciones de servicio como lo son el control de fisuras y de deflexiones. Las disposiciones generales que se deben cumplir en el diseño de esta clase de elementos se dan en el RNE E.060.

5.2 Conceptos de Diseño

5.2.1 Diseño por Flexión

El diseño por flexión se realiza mediante el método de Diseño por Resistencia, en donde se amplifican las cargas en servicio a un estado de cargas últimas, y se disminuyen las resistencias nominales de rotura de los elementos mediante factores de reducción.

Para el cálculo de los momentos amplificados de diseño, se utilizó el programa SAP2000 15.0.0. En el modelo se toman las cargas muertas y vivas obtenidas en los metrados considerando alternancia de cargas vivas, de manera que se obtienen las solicitaciones más desfavorables. Los momentos sísmicos utilizados son los obtenidos en el análisis dinámico realizado con el programa ETABS 9.7.4. En base a los valores calculados se definen las envolventes de momentos flectores con las cuales se realiza el diseño.

En el diseño por flexión de un elemento de concreto armado se considera que el momento flector es tomado por un par de fuerzas conformadas por tracción en el acero de refuerzo y compresión en el concreto. Además, para poder realizar un diseño práctico se toman una serie de supuestos presentados a continuación [06]:

- 1) Las secciones planas permanecen planas. Conocido como Hipótesis de Navier, permite realizar una compatibilización de deformaciones entre la zona de concreto en compresión y el acero de refuerzo en tracción. Este principio empírico es válido en elementos con una longitud aproximadamente cuatro veces mayor a su peralte.
- 2) Se asume que el aporte del concreto en tracción es despreciable de manera que toda la fuerza interna en tracción se deba al acero de refuerzo.
- 3) Se considera que existe una perfecta adherencia entre el acero y el concreto.

4) Se asume que el diagrama constitutivo del acero es elastoplástico de manera que el efecto de endurecimiento sea obviado, simplificándose los cálculos.

5) Se considera que la fuerza en compresión en el concreto puede ser representada por un “prisma equivalente de esfuerzos” con un esfuerzo homogéneo de $85\%f'_c$, y con una altura igual al 85% de la zona en compresión sobre el eje neutro para el concreto utilizado. Esta hipótesis simplificadora se conoce también como la del Bloque de Whitney.

6) Se considera que el concreto llega a la falla cuando su deformación unitaria alcanza el valor límite de agotamiento de 0.003.

Considerando como M_u el momento amplificado de diseño, el área de refuerzo en flexión requerido queda definido mediante la siguiente expresión:

$$M_u/0.9 = A_s \times f_y \times (d - (A_s \times f_y)/(2 \times 0.85 \times b \times f'_c)) \quad [06]$$

En donde “ A_s ” es el área de acero buscada, “ b ” el ancho de la viga, y “ d ” el peralte efectivo. Esta expresión puede simplificarse aún más considerando los valores de f_y y f'_c utilizados en el proyecto (4200 y 210 kg/cm² respectivamente). Se puede utilizar entonces la siguiente expresión:

$$M_u = 3.780A_s (d - 11.765A_s/b) \text{ ó } M_u = 3.8A_s (d - 11.8A_s/b)$$

Existen también tablas de cuantías de acero para cada categoría de concreto en función del parámetro $K_u = M_u/bd^2$, las cuales pueden utilizarse para determinar el acero requerido para un elemento en flexión simple.

Una vez determinado el refuerzo requerido, es necesario verificar que el valor de refuerzo obtenido se encuentre dentro de los rangos permitidos. Para el caso de secciones rectangulares, el refuerzo mínimo se encuentra definido por la siguiente expresión:

$$A_{smin} = 0.70 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d / f_y \quad [07]$$

La cuantía mínima garantiza que la sección fisurada de concreto armado tenga una resistencia mayor a la que tendría una sección bruta de concreto. Esto evita que se pueda presentar una falla frágil en el momento en que el concreto se agriete. Una alternativa para el cálculo del acero mínimo presentada por la norma E.060 es garantizar que la resistencia nominal reducida ΦM_n sea por lo menos 1.2 veces la resistencia de la sección fisurada M_{cr} .

La norma E.060 también indica que el refuerzo colocado no necesita ser mayor a 1.33 veces el acero requerido por cálculo. Esta consideración se torna útil usualmente en vigas de rampas de sótanos o vigas que toman losas en desnivel, pues su geometría queda definida por los niveles de losas y rampas, y no por requerimientos de resistencia.

Por otro lado, el refuerzo máximo de una viga no debe exceder el 75% del refuerzo que genera la falla balanceada, en la cual la capacidad del concreto se agota de manera simultánea a la fluencia del acero. Este límite evita la existencia de configuraciones con cuantías elevadas, en donde el acero no puede presentar deformaciones razonables en del rango inelástico antes de la falla del elemento.

Para el caso de un concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, la cuantía balanceada es de 2.12%, y el límite de acero máximo corresponde a una cuantía de 1.60%.

5.2.2 Diseño por Corte

De manera similar al diseño por flexión, el diseño por corte se realiza mediante el Método de Resistencia. Para el diseño, se considera que la resistencia al corte puede dividirse en la resistencia proporcionada por el concreto (V_c), y la resistencia proporcionada por los estribos de acero (V_s). Estas quedan definidas por las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \quad [07]$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s \quad [07]$$

En donde A_v es el área de todas las ramas en una sección de estribos, y s es la distancia entre cada sección.

La expresión que define la resistencia en corte del concreto tiene un origen empírico, en base a ensayos sobre vigas sin refuerzo por corte. La expresión que define el aporte de los estribos queda definida por el área de estribos que intercepta una grieta a 45° , asumiendo que estos alcanzan la fluencia [06].

El código además limita el refuerzo de estribos, de manera que la resistencia total de la sección no sea mayor a cinco veces la resistencia proporcionada por el concreto. Esta limitación controla el ancho de las grietas generadas bajo cargas de servicio, y protege la cabeza comprimida de concreto antes de que los estribos alcancen a la fluencia [06].

En caso la fuerza cortante de diseño V_u sea menor al 50% de la resistencia nominal reducida del concreto ($V_u \leq 0.5\phi V_c$), no son necesarios estribos salvo por fines de montaje.

Si la fuerza cortante de diseño es mayor al 50% pero menor al 100% de la resistencia nominal reducida ($0.5\Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c$), son necesarios estribos mínimos. Los estribos mínimos deben de respetar el menor de los dos siguientes valores:

$$S_{max} = A_v \times f_y / (0.2 \sqrt{f_c} \times b_w) \quad [07]$$

$$S_{max} = A_v \times f_y / (3.5 \times b_w) \quad [07]$$

En el caso en el que sean necesarios estribos por corte, se debe de verificar el parámetro $V_{slim} = 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$, en función del cual está definido el espaciamiento máximo.

$$\text{Si } V_s < V_{slim}, \text{ entonces } S_{max} = d/2 \text{ ó } 0.60 \text{ m} \quad [07]$$

$$\text{Si } V_s > V_{slim}, \text{ entonces } S_{max} = d/4 \text{ ó } 0.30 \text{ m} \quad [07]$$

En el caso de las vigas que poseen responsabilidad sísmica, estas tienen limitaciones adicionales indicadas en el capítulo 21 del RNE E.060. Esto se debe a que en dichos elementos se espera la formación de rótulas plásticas, y se requiere que sean capaces de liberar grandes cantidades de energía mediante mecanismos de falla dúctiles.

Para vigas sísmicas, la norma establece la necesidad de confinar las zonas cercanas a los apoyos mediante una distribución de estribos más estricta. Estas zonas, llamadas zonas de confinamiento, tienen una extensión de dos veces el peralte del elemento a partir de la cara del apoyo.

Para estructuras con un sistema resistente a fuerzas laterales compuesto principalmente por muros o placas, llámense de Muros Estructurales o Dual Tipo I, el espaciamiento en la zona de confinamiento no debe exceder la menor de las siguientes condiciones:

- d/4, pero no se requiere menos de 15 cm,
- 10 veces el diámetro de la menor barra longitudinal,
- 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento,
- 30 cm.

Además, el primer estribo se debe encontrar como máximo a 10 cm de la cara, y el espaciamiento máximo de los estribos en la zona central debe ser de $d/2$.

Por otro lado, las vigas deben diseñarse de manera que estas fallen por flexión de manera dúctil. Para ello, la norma exige que la viga sea capaz de tomar fuerzas de corte iguales a

las asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en cada extremo del elemento, sumado a la fuerza isostática de las cargas de gravedad amplificadas [07].

Para estructuras con un sistema resistente a fuerzas laterales compuesto principalmente por pórticos de concreto, llámense de Pórticos o Dual Tipo II, la norma considera límites más exigentes. El diseño por capacidad de las vigas se realiza con las fuerzas de corte asociadas a los momentos probables (M_{pr}), en donde $M_{pr} = 1.25 M_n$. Esta consideración es también necesaria en el diseño de vigas de acoplamiento entre placas, en donde se espera que se presenten demandas sísmicas importantes.

Con respecto al espaciamiento de estribos en zonas de confinamiento, el primer estribo debe de ubicarse como máximo a 5cm de la cara, mientras que los espaciamientos máximos quedan definidos por los siguientes límites:

- d/4,
- 8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal,
- 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento,
- 30cm.

Como se aprecia, la diferencia en el espaciamiento máximo en las zonas de confinamiento es sutil, por lo cual muchos ingenieros optan por considerar para cualquier tipo de sistema estructural los espaciamientos considerados en sistemas de pórticos.

5.2.3 Control de Deflexiones

Para casos en los cuales se ha realizado un adecuado predimensionamiento, es usual que no se presenten problemas por deflexiones. Sin embargo, en ciertos casos es necesario verificar que las deflexiones no sean origen de una falla funcional del elemento, especialmente en los casos en los cuales estos se encuentren más exigidos.

Naturalmente, determinar si es necesario el cálculo y verificación de deflexiones es un tema complicado en donde usualmente la experiencia del ingeniero que lleve a cabo el diseño toma un rol importante. Sin embargo, el RNE E.060 presenta ciertos parámetros que permiten determinar conservadoramente qué elementos requieren de mayor atención con respecto a este punto. Los límites indicados por la norma, presentados en la Tabla 8, no poseen una justificación únicamente empírica [06]:

Límites de la Norma E0.60 para no verificar deflexiones, para elementos que no soportan o no están conectados a elementos no estructurales				
Elemento	Simplemente apoyados	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas en una dirección	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

Tabla8 – Límites Recomendados para no Verificar Deflexiones

De determinarse necesario el cálculo de deflexiones, se deben de verificar las deflexiones instantáneas y las deflexiones diferidas. Las instantáneas son aquellas que ocurren inmediatamente al cargar al elemento, mientras que las diferidas son aquellas que se presentan en el largo plazo como producto de la retracción y del flujo plástico del concreto.

En el cálculo de las deflexiones es necesario considerar el efecto del agrietamiento en los elementos. Debido que las inercias reales varían según el grado de agrietamiento, la norma considera que las secciones se encuentran completamente fisuradas. Ya que las inercias agrietadas no son las mismas a lo largo del elemento, se determina una inercia efectiva que pondera las inercias existentes en el elemento, utilizando los siguientes criterios [06]:

Elementos simplemente apoyados: La sección que controla las deflexiones es la de máximo positivo.

Elementos continuos en tramos interiores: La inercia efectiva es definida por la expresión $I_{ef} = (I_{cri} + I_{crj} + 2I_{cr}) / 4$, en donde se ponderan las inercias ante momento negativo de los extremos con la inercia ante momento positivo del centro.

Elementos continuos en tramos extremos: La inercia efectiva es definida por la expresión $I_{ef} = (I_{cr} + 2I_{cr}) / 3$, en donde se pondera la inercia ante momento negativo del extremo continuo con la inercia ante momento positivo del centro.

Como se puede apreciar, la inercia efectiva que controla el comportamiento de la viga se encuentra influenciada en mayor medida por la inercia agrietada ante momento positivo. Esto se debe a que normalmente será mayor la porción de la viga sujeta a momentos positivos que la sujeta a momentos negativos [06].

Para el cálculo de las deflexiones diferidas, la norma hace uso de expresiones que poseen orígenes empíricos, ya que la influencia de los fenómenos de retracción y de flujo plástico del concreto es compleja y difícil de modelar [06]. El enfoque de la norma se basa en

determinar un factor λ que define la deflexión diferida en proporción a la deflexión inmediata que sufre el elemento.

Se considera que $\lambda = \zeta / (1 + 50 \rho')$, en donde ζ es un factor que depende de la duración de la carga, y ρ' es la cuantía de acero en compresión. El factor ζ tiene un valor de 2 para cargas sostenidas durante dos años o más, lo cual abarca la gran mayoría de los casos.

En el cálculo de deflexiones diferidas propuesto por la norma no es posible diferenciar el aporte de la retracción ni el aporte del flujo plástico en las deformaciones totales [06]. Además, no se consideran factores como la edad de carga, humedad del ambiente, o la calidad de la mezcla de concreto; pese a su influencia en la retracción y flujo plástico.

Se presentan en la Tabla9 los límites de deflexiones indicados por la norma E.060:

Tipo de Elemento	Deflexión Considerada	Deflexión Límite
Techos planos que <u>no soporten</u> ni estén ligados a elementos <u>susceptibles</u> de sufrir danos por deflexiones excesivas.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L / 180
Pisos que <u>no soporten</u> ni estén ligados a elementos no estructurales <u>susceptibles</u> de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L / 360
Pisos o techos que <u>soporten</u> o estén ligados a elementos no estructurales <u>susceptibles</u> de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).	L / 480
Pisos o techos que <u>soporten</u> o estén ligados a elementos no estructurales <u>no susceptibles</u> de sufrir daños por deflexiones excesivas.		L / 240

Tabla9 – Límites de Deflexiones Admisibles

Los límites indicados se encuentran basados en la observación de los daños producidos en elementos no estructurales debido a deflexiones excesivas. De no existir elementos no estructurales susceptibles a presentar daño, es recomendable considerar que para deflexiones totales mayores a L/250 se pueden presentar problemas estéticos, en cuyo caso es útil el uso de contraflechas [06].

En el caso de deflexiones debido a cargas sostenidas, estas no implican el total de la sobrecarga considerada en el diseño, ya que la sobrecarga que define el RNE E.020 es

bastante conservadora. Un criterio aceptado por muchos ingenieros en casos convencionales es considerar 30% de la sobrecarga de diseño como sobrecarga sostenida.

5.2.4 Detalles de Corte, Anclaje y Disposición de Refuerzo

Se presentan a continuación una serie de conceptos y consideraciones a tomar en el diseño de elementos de concreto armado. Estas consideraciones son generales, y salvo se indique lo contrario corresponden no sólo al diseño de vigas y losas.

Anclaje de Barras de Refuerzo: El detalle de anclaje de refuerzo tiene la finalidad de garantizar que este sea capaz de desarrollar su resistencia. Es necesaria una adecuada adherencia entre el concreto y el acero, ya que el diseño en concreto armado se basa en la hipótesis de que existe una compatibilidad de deformaciones entre ambos materiales [06].

Existen dos tipos de mecanismos que permiten el anclaje del refuerzo. El logrado mediante el desarrollo de una longitud mínima de anclaje, y el logrado mediante el uso de un gancho estándar. Se presentan en la Tabla10 las longitudes mínimas de anclaje sin gancho indicadas por el RNE E.060 para un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Barra	Longitud de Desarrollo (cm)		
	Compresión	Tracción (inf.)	Tracción (sup.)
8 mm.	19	28	37
3/8"	22	34	44
1/2"	29	45	58
5/8"	37	56	73
3/4"	44	67	88
1"	59	112	145
1.3/8"	83	157	204

Tabla10 – Longitudes de Desarrollo de Barra (cm) para concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Adicional a lo indicado en la tabla, la longitud de desarrollo de las barras deberá de ser como mínimo de 30 cm para los casos de anclaje en tracción.

Para los casos en los cuales no es posible desarrollar una longitud de anclaje recta debido a la configuración de los elementos estructurales, es posible realizar un anclaje con gancho a 90° ó 180° . El gancho estándar, considerado solo efectivo para casos de tracción, funciona a manera de anclaje mecánico, en donde se tienen esfuerzos de aplastamiento en la parte interna del gancho y en la parte externa de la cola [06]. Se presentan en la Tabla11 las longitudes mínimas de gancho según el RNE E.060 para un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Barra	Longitud de Anclaje con Gancho Estándar (cm)	
	Anclaje (Ldg)	Cola
8 mm.	18	13
3/8"	21	15
1/2"	28	20
5/8"	35	25
3/4"	42	31
1"	56	41
1.3/8"	79	57

Tabla 11 – Longitudes de Anclaje con Gancho Estándar (cm) para concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

En efecto, queda claro que las longitudes teóricas indicadas en las tablas 10 y 11 son poco prácticas en obra. Por ello es necesario aproximar los resultados a valores enteros que puedan ser fabricados con facilidad. Es usual el uso de longitudes múltiplo de 10cm, redondeadas al valor superior más cercano. Por otro lado, muchos ingenieros tienen en consideración los potenciales peligros que implica una mala colocación del refuerzo, o la posibilidad de un mal compactado del concreto de las zonas de anclaje. Es por ello, que en muchos casos las longitudes de anclaje son detalladas con una holgura considerable.

Como regla práctica, se suelen colocar ganchos al final de barras que ya han desarrollado su longitud de anclaje dentro de elementos que lo permitan. Además, en el caso de columnas extremas, normalmente el gancho es detallado de manera que ingrese hasta la cara opuesta de la columna. Finalmente, en el caso de una barra de refuerzo que termina en un tramo interno, se suele especificar el desarrollo de la longitud de anclaje a partir de la cara del tramo siguiente a través de la columna, y no desde la cara del mismo tramo.

Una condición necesaria para que las longitudes de anclaje antes indicadas sean efectivas, es que se respeten los recubrimientos mínimos de refuerzo. El recubrimiento no solo garantiza la protección del refuerzo contra la corrosión y el fuego [08], sino que también evita que se genere una falla por hendidura, causada por los esfuerzos de tracción inducidos por las corrugaciones del refuerzo en el concreto [06]. Asimismo, también es necesario cumplir con los espaciamientos mínimos entre barras, de manera que las zonas de esfuerzos de tracción inducidos por dos barras distintas no se superpongan [06].

Empalme de Barras: En muchos casos es necesario el uso de empalmes de refuerzo, ya que la longitud de una barra típica es de 9m, y en elementos como vigas de luces grandes y columnas se tiende a superar esta longitud. Usualmente se utilizan empalmes por traslape,

donde la longitud de traslape es igual a la longitud recta de anclaje "ld". Cuando se traslapa más de la mitad de las barras, la longitud de empalme se toma como $1.3ld$ [07].

El comité ACI 318 recomienda que en elementos sísmicos en donde se espera la formación de rótulas plásticas, los traslapes no se realicen dentro de las zonas de confinamiento. Además, indica que en el caso de traslapes es recomendable el uso de estribos menos distanciados [11]. Estas recomendaciones se basan en que una eventual pérdida de recubrimiento puede afectar el desarrollo de la capacidad del empalme [12].

Recubrimiento de Refuerzo: Si bien el recubrimiento adecuado es necesario para evitar la falla por adherencia del refuerzo, este también cumple la función de proteger el acero de la corrosión. El concreto es un material alcalino que, mediante el proceso conocido como pasivación, evita la formación de la pila galvánica que ocasiona la oxidación del acero. El espesor de recubrimiento es importante, ya que el concreto tiende a perder su alcalinidad debido al fenómeno de carbonatación. Este es un proceso natural y progresivo, por lo cual el recubrimiento debe ser suficiente para evitar que el concreto en contacto con el refuerzo pierda su alcalinidad en el corto o mediano plazo [08].

Por otro lado, se requiere un recubrimiento de concreto capaz de proteger al acero de refuerzo de los efectos nocivos que tienen las altas temperaturas sobre este. Se estima que un recubrimiento adecuado de vigas y columnas debe de ser capaz de proteger al acero de refuerzo aproximadamente 2 horas, tiempo dentro del cual se espera se tomen medidas para controlar el origen de las temperaturas excesivas [08].

Se presentan en la Tabla12 los recubrimientos mínimos indicados por la norma E.060 para distintos tipos de elementos estructurales.

Elemento	Recubrimiento (cm)
Muro Contra Terreno ($\Phi \leq 5/8''$)	4.0
Muro Contra Terreno ($\Phi \geq 3/4''$)	5.0
Zapatas	7.0
Losas Aligeradas	2.0
Losas Macizas	2.0
Vigas Peraltadas	4.0
Vigas Chatas	2.0
Columnas	4.0
Columnas y Soleras Delgadas	2.5

Tabla12 – Recubrimientos Mínimos Según Tipo de Elemento Estructural

Espaciamiento de Refuerzo: La norma E.060 establece límites máximos y mínimos en el espaciamiento entre barras de refuerzo. El espaciamiento máximo garantiza que no existan grandes volúmenes de concreto sin refuerzo, y busca controlar el agrietamiento de manera que quede mejor distribuido [06]. El espaciamiento mínimo permite la correcta colocación y compactación del concreto durante el vaciado, y evita la falla por adherencia del concreto y refuerzo [06]. Se presentan a continuación las exigencias de la norma E0.60 con respecto al espaciamiento del refuerzo de elementos de concreto armado:

Para vigas:

No menor que d_b , 2.5cm, ni 1.3 el tamaño máximo del agregado grueso [06]

Para columnas:

No menor que $1.5d_c$, 4cm, ni 1.3 el tamaño máximo del agregado grueso [06]

Para losas macizas y muros:

No mayor a 3 veces el espesor del muro o losa, ni 40cm [06]

No mayor a 2 veces el espesor de la losa de trabajar esta en dos direcciones [06]

Fisuración: En elementos sometidos a flexión es necesario tener consideraciones con respecto al control de las grietas que podrían generarse bajo cargas de servicio. Esta necesidad no solo es estética, ya que la generación de grietas de ancho excesivo puede afectar directamente la durabilidad de las estructuras. El RNE E.060 maneja el control de la fisuración en elementos en flexión limitando el ancho de las fisuras a un máximo de 0.34mm. El método presentado en la norma se basa en la fórmula empírica de Gergely-Lutz, aplicable para losas y vigas armadas en una dirección, y define un parámetro "Z" que debe de limitarse a un valor de 26000 kg/cm.

El valor de Z viene definido por $Z = f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A_{ct})}$ kg/cm [06], donde:

$f_s \approx M_{serv}/(A_s \times 0.9d)$ es el esfuerzo de tracción en el acero bajo cargas de servicio,

d_c es la distancia entre el borde del elemento y la capa de refuerzo exterior,

$A_{ct} = 2 \times \bar{X} \times b_w/N$ es el área efectiva de concreto en tracción,

\bar{X} es la distancia entre el borde del elemento y el centroide del acero en tracción,

N es el número de barras de diámetro mayor equivalente al área total de acero.

Por otro lado, el enfoque tomado por el ACI con respecto al control de fisuras presenta otro método indirecto para limitar el ancho de estas, en donde restringe la distancia máxima entre barras mediante las expresiones:

$$S \leq 38 \times (2500/f_s) - 2.5 \times C_c \quad (\text{en cm}) \quad [06]$$

$$S \leq 30 \times (2500/f_s) \quad (\text{en cm}) \quad [06], \text{ donde:}$$

Cc es el recubrimiento libre de la capa más externa de refuerzo en tracción.

Mediante los límites indicados por el ACI, el espaciamiento máximo calculado con valores de vigas típicas ronda los 25 a 30 cm, mientras que para losas macizas los resultados son del orden de 30 cm [06]. Con ello se puede notar que los espaciamientos usualmente utilizados en elementos sometidos a flexión de 15, 20 o 25 cm no deben de implicar mayores problemas siempre que no haya exposición a ambientes agresivos.

Condiciones para Vigas Sísmicas: En el capítulo 21 del RNE E.060 se establecen exigencias adicionales para la distribución de refuerzo en vigas sísmicas. Se busca mejorar el comportamiento de las vigas ante las cargas cíclicas, considerar posibles efectos de inversión de cargas, y en general buscar un diseño más conservador.

A lo largo de toda la viga debe existir refuerzo continuo conformado por dos o más barras tanto en la parte superior como en la inferior, cuya área respete el área de acero mínimo, y que no sea menor a 1/4 del área de acero requerida en los nudos.

Las barras que lleguen a columnas extremas deberán de terminar en ganchos estándar. En el caso de barras que terminen en apoyos intermedios, deberán prolongarse a través de la columna interior, y la parte de "ld" fuera del núcleo confinado deberá de incrementarse por un factor de 1.6.

Finalmente, la resistencia al momento positivo del nudo deberá ser por lo menos 1/3 de la resistencia al momento negativo.

Corte de Bastones y Disposición de Refuerzo: Para garantizar que el refuerzo colocado tiene la capacidad necesaria para soportar las solicitaciones a las que se le somete, la norma E.060 indica disposiciones generales para determinar la distribución de refuerzo y corte de los bastones.

El refuerzo debe extenderse una longitud mínima igual a la mayor entre el peralte efectivo del elemento "d", y 12 veces el diámetro de la barra "db". Asimismo, ninguna barra debe tener una longitud menor a su longitud de anclaje "ld".

Los bastones de refuerzo no deben terminar en zonas de tracción, a menos que la fuerza cortante amplificada (V_u) no exceda 2/3 de la resistencia nominal reducida (ϕV_n). En su

defecto puede aceptarse el corte de bastón en caso el área que continúe sea por lo menos el doble del área requerida en flexión, y además la fuerza cortante amplificada (V_u) no supere $3/4$ de la resistencia nominal reducida (ΦV_n).

El refuerzo corrido positivo que llega hasta el apoyo debe de ser como mínimo $1/3$ del acero total requerido. El área de acero negativo que supera el punto de inflexión no debe ser menor a $1/3$ del acero total requerido en el nudo y deberá prolongarse como mínimo la mayor longitud entre “ d ”, 12 veces “ db ”, y $1/16$ veces la luz libre “ l_n ”.

Las exigencias mínimas indicadas en la norma para la disposición y corte de refuerzo son presentadas en la Imagen6.

En la práctica se suele colocar refuerzo corrido superior e inferior en las vigas, sin importar si estas tienen o no responsabilidad sísmica. De esta manera se puede lograr un diseño más homogéneo, se facilita el armado del refuerzo, y se mejora el comportamiento del elemento en general. Entre otros beneficios, se disminuyen las deflexiones diferidas y se controlan mejor los anchos de fisuras.

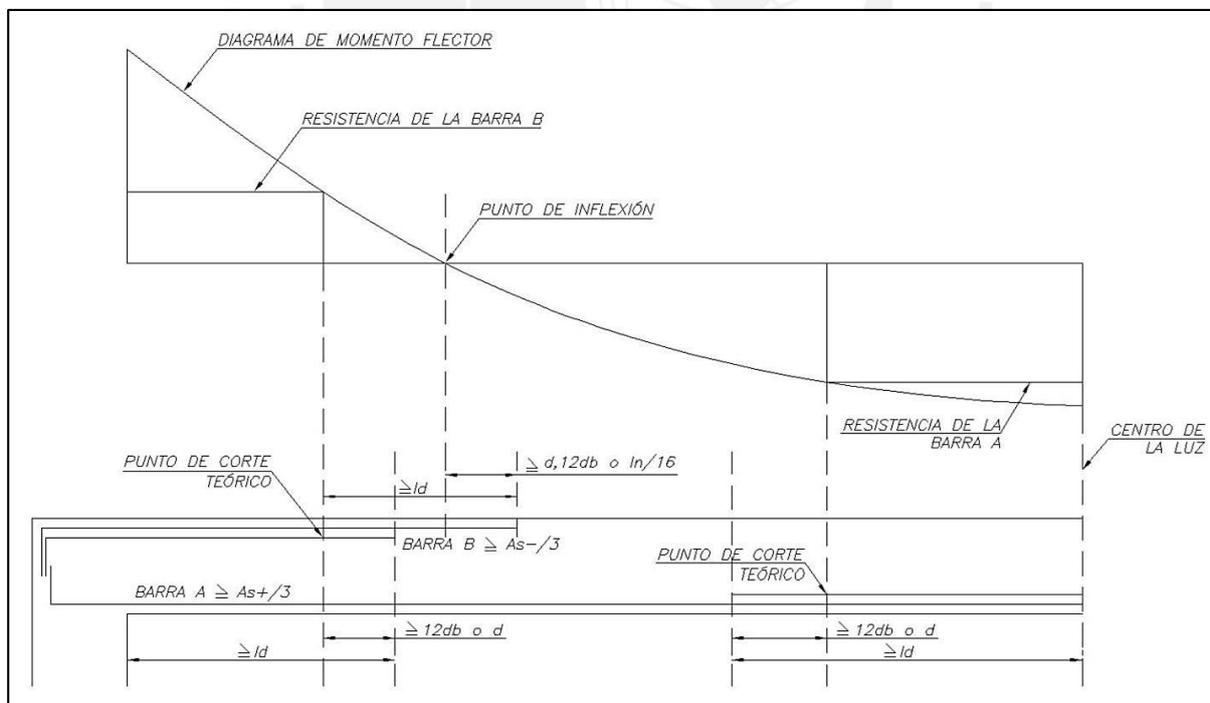


Imagen6 – Esquema de Disposición y Corte de Refuerzo Mínimo

En la práctica se acostumbra colocar como mínimo refuerzo corrido negativo igual a $1/3$ del refuerzo máximo colocado en el caso de vigas bajo cargas de gravedad, y $1/2$ del refuerzo

máximo en el caso de vigas sísmicas. En el caso de refuerzo positivo se suele correr 1/2 del refuerzo máximo. Asimismo, se intentan homogeneizar los refuerzos corridos superior e inferior, de manera que sean en lo posible iguales, colocando la diferencia de áreas de acero requeridas en forma de bastones.

El número de barras corridas a colocar, y de estribos por cada sección habitualmente se determina en función del ancho del elemento, según los siguientes rangos:

$b \leq 30 \text{ cm}$	2 barras, 1 estribo	
$30 < b \leq 45 \text{ cm}$	3 barras, 1 estribo	
$45 < b \leq 70 \text{ cm}$	4 barras, 2 estribos	[02]

Además, el número y disposición de bastones y sus cortes deben de ser coherentes con la congestión de acero que existe en el elemento. En elementos convencionales, no se acostumbra tener más de un corte para bastones positivos, mientras que para los bastones negativos suelen haber hasta dos cortes distintos de bastones.

Los bastones usualmente se colocan en la misma capa que el refuerzo corrido, hasta que tener un bastón intercalado entre cada barra corrida. Una vez alcanzado este punto, es preferible colocar el refuerzo restante en una capa adicional, especialmente en el caso de refuerzo negativo, pues este puede generar problemas de congestión en los nudos.

Existen longitudes típicas medidas desde la cara del apoyo que son comúnmente utilizadas para el corte de los bastones, y que la experiencia ha demostrado como conservadoras siempre que se consideren las recomendaciones antes indicadas. Estas se presentan a continuación:

Para vigas controladas por gravedad:

Bastón negativo	L/4	
Bastón positivo (extremo continuo)	L/6	
Bastón positivo (extremo discontinuo)	L/7	[04]

Si existen dos cortes en el bastón negativo, el segundo se realiza al 75% de la longitud del bastón más largo. Los bastones más largos deben tener mayor área que los cortos.

Para vigas controladas por sismo:

Bastón negativo	L/3	
-----------------	-----	--

Bastón positivo (por inversión de momentos)	L/3.5
Para vigas en voladizo:	
Bastón negativo	3L/4

Si existen dos cortes en el bastón negativo, el segundo se realiza al 85% de la longitud del bastón más largo. Los bastones más largos deben tener mayor área que los cortos.

5.3 Ejemplo de Diseño

5.3.1 Diseño de Losas Aligeradas

Se presenta a continuación el diseño del aligerado de 6 tramos correspondiente a los pisos típicos de la estructura.

Análisis del Elemento: En base a las cargas obtenidas en el metrado, se procede a determinar los momentos y cortantes de diseño en el aligerado. Para ello, se eligió hacer uso del programa SAP2000 15.0.0.

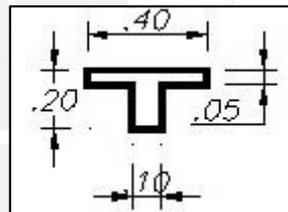


Imagen7 – Sección Típica de Aligerado con 20cm de Peralte [09]

Se presentan a continuación las cargas utilizadas en el modelo. Se consideran diversos casos de alternancia de cargas vivas, de manera que se estimen los valores máximos que pueden existir en los casos más desfavorables.

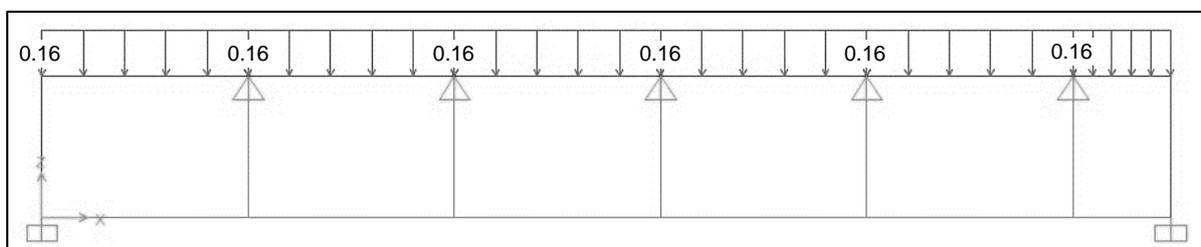


Imagen8 – Cargas Muertas (ton/m)

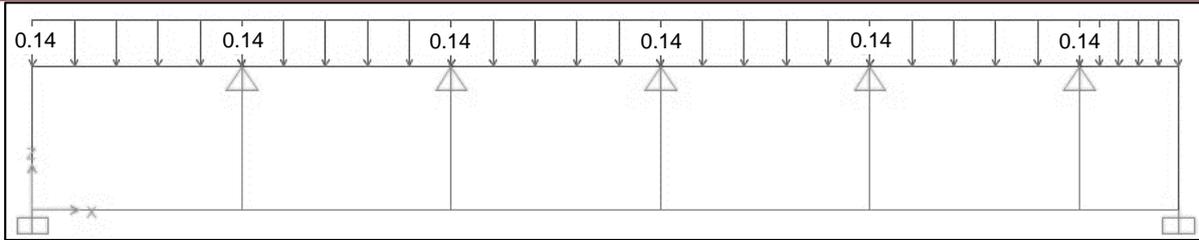


Imagen9 – Cargas Vivas con Cargas en Todos los Paños (ton/m)

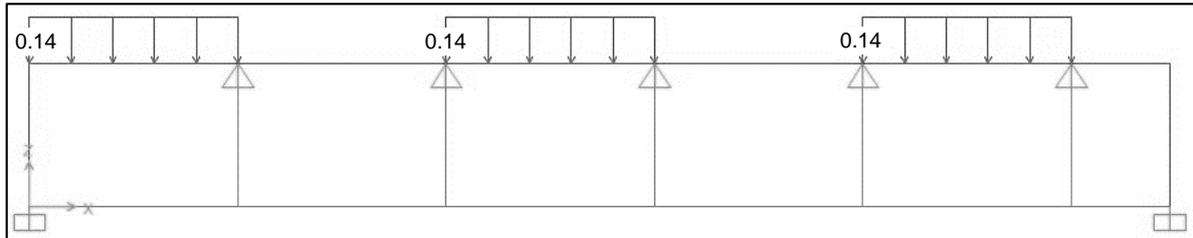


Imagen10 – Cargas Vivas con Cargas en los Paños 1, 3 y 5 (ton/m)

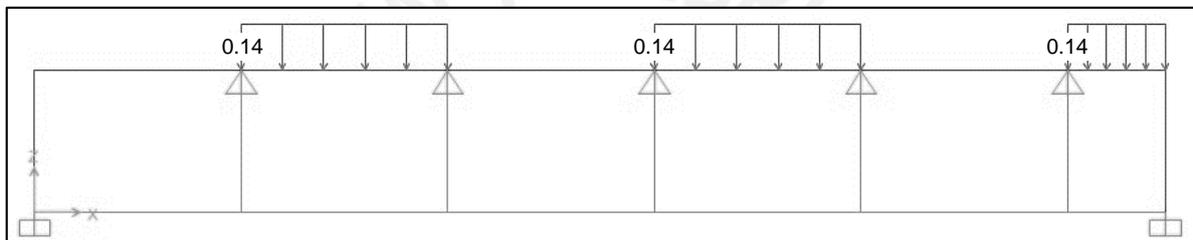


Imagen11 – Cargas Vivas con Cargas en los Paños 2, 4 y 6 (ton/m)

Los casos presentados en donde se colocan las cargas vivas en tramos alternados serán los que generen los momentos máximos positivos. Por otro lado, los casos en los cuales las cargas vivas carguen paños adyacentes serán los que generen los máximos momentos negativos. Se presenta un caso de este tipo de alternancia de cargas vivas en la Imagen12.

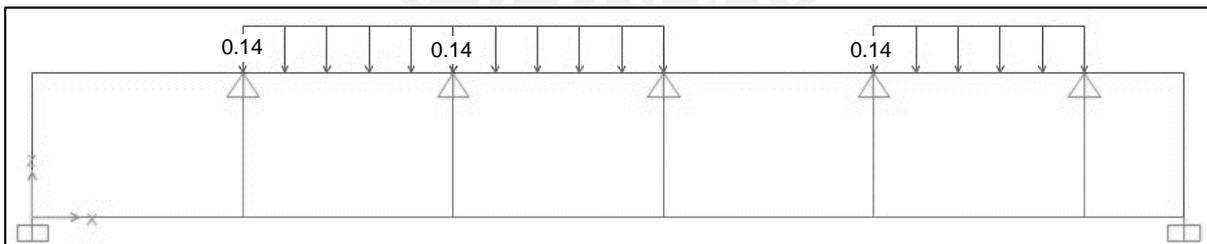


Imagen12 – Cargas Vivas con Cargas en los Paños 2, 3 y 5 (ton/m)

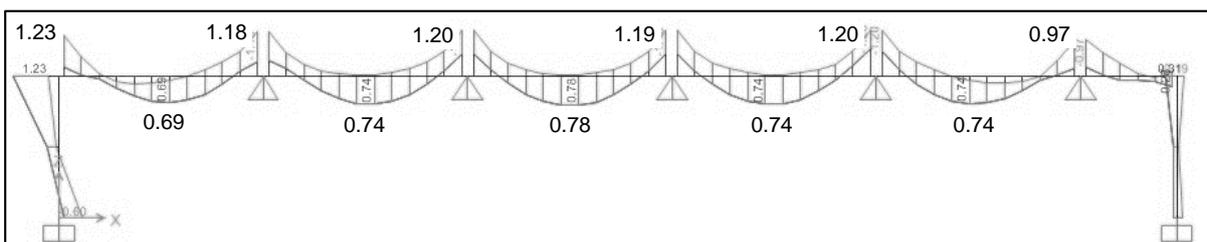


Imagen13 – Envolverte de Momentos Flectores Amplificados (ton/m)

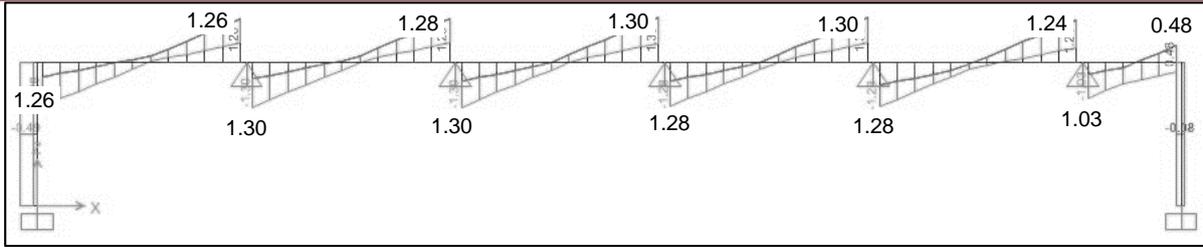


Imagen14 – Envolvente de Fuerzas Cortantes Amplificadas (ton)

Se verifican los valores obtenidos mediante el modelo realizado, haciendo uso del método de los factores de la norma.

$$M_{u+} = 0.462 \times 5.12^2 / 16 = 0.76 \text{ ton.m (comparado contra } 0.78 \text{ ton.m según el modelo)}$$

$$M_{u-} = 0.462 \times 5.12^2 / 11 = 1.10 \text{ ton.m (comparado contra } 1.20 \text{ ton.m según el modelo)}$$

$$V_{u@d} = 1.15 \times 0.462 \times 4.78 / 2 = 1.27 \text{ ton (comparado contra } 1.14 \text{ ton según el modelo)}$$

Diseño por Flexión: En base a los momentos obtenidos en el análisis, se determina el refuerzo necesario para cada sección. Además, se determinan los refuerzos máximos y mínimos en función de la sección correspondiente a una vigueta de aligerado de 40 cm de ancho. El peralte efectivo utilizado será igual al peralte total de la vigueta menos 3 cm.

$$A_{s+min} = 0.0024 \times 40 \times 17 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$1.2M_{-cr} = 1.2 \times 505 = 0.606 \text{ ton.m}$$

$$A_{s-min} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-max} = 0.016 \times 10 \times 17 = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$M_{u+} = 0.78 \text{ ton.m}$$

Para el cálculo del refuerzo positivo requerido se asume que el bloque de compresiones no excede los 5cm de la losa superior. Se considera que para un aligerado de 20 cm, el acero necesario para que la zona en compresión supere la profundidad de la losa superior es mucho mayor al acero que puede utilizarse como refuerzo, usualmente limitado a $1\Phi 1/2'' + 1\Phi 5/8''$ [06].

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$A_{s+} = 1.24 \text{ cm}^2 \quad (a = 0.73 \text{ cm})$$

$$\text{Se colocan } 2\Phi 3/8'' \text{ (} 1.42 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$M_u = 1.20 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$B = 10 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.20 \text{ cm}^2$$

Se colocan $2\Phi 1/2"$ (2.58 cm^2)

Adicionalmente, se debe colocar acero de temperatura y contracción en la dirección perpendicular a las viguetas. El acero de temperatura en aligerados usualmente está conformado por barras de $\Phi 1/4"$, las cuales en el mercado local son lisas. Para este tipo de refuerzo liso la cuantía mínima es de 0.25%, mientras que para refuerzo corrugado la cuantía mínima es de 0.18%.

$$A_{stemp} = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocan $\Phi 1/4"@25 \text{ cm}$ (1.28 cm^2)

Diseño por Corte: En el caso de losas aligeradas, debido a que estas no se refuerzan con acero por corte, el diseño se reduce a un proceso de verificación en el cual se determina si las viguetas son capaces de resistir las fuerzas actuantes. En caso se determine que la resistencia de las viguetas es insuficiente, se pueden hacer uso de ensanches en las zonas más exigidas, removiendo de manera intercalada o corrida los primeros ladrillos a cada lado del aligerado.

Se evalúa la fuerza cortante ubicada a una distancia "d" del apoyo, considerando que no es posible la generación de una falla de tracción diagonal a menor distancia, pues la fisura tendría que ir a través del elemento de apoyo [06].

En el cálculo de la resistencia nominal al corte de la vigueta se considera que esta proviene únicamente del alma de la sección. Adicionalmente, la resistencia obtenida puede ser incrementada en 10%, debido al comportamiento en conjunto de las viguetas.

$$V_u@d = 1.24 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 \times 1.1 / 1000 = 1.22 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar, $V_u@d \approx \Phi V_c$ (déficit de 1.61%), por lo cual se considera innecesario el uso de ensanches.

Con fines de simplificar los cálculos y de obtener un diseño más conservador, en la práctica algunos ingenieros consideran la fuerza cortante en la cara del elemento. De ser este el caso, puede utilizarse un ensanche alternado en cada extremo de paño.

$$\Phi V_c(ea) = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210 \times 25 \times 17} / 1000 = 2.77 \text{ ton}$$

Nótese que en el caso de losas con ensanches la norma no permite el uso del factor de grupo. Además, el ensanche debe colocarse por lo menos hasta el punto en el cual la fuerza cortante última (V_u) sea menor a la capacidad sin ensanche (ΦV_c). Lo lógico es que esta distancia sea múltiplo de 30 cm, ya que esta es la medida de un ladrillo de techo. Para el aligerado analizado, es razonable colocar un ensanche alternado de 60 cm si se desea un diseño conservador. Sin embargo, en teoría dicho ensanche no es estrictamente necesario.

Cálculo de Deflexiones: Para una luz libre de 5.12 m los criterios de la norma E.060 nos indican que el peralte de una losa aligerada debe de ser por lo menos de 24 cm para no verificar deflexiones. Sin embargo, considerando que para luces de entre 4 y 5.5 m es usual el uso de aligerados de 20 cm, y que el refuerzo obtenido en el diseño por resistencia se encuentra dentro de un rango razonable, resulta injustificado realizar un cálculo muy detallado.

La inercia fisurada de una sección de aligerado típica se encuentra usualmente alrededor del 30% a 40% de su inercia bruta, y las deflexiones diferidas alcanzan hasta el doble de las deflexiones inmediatas en casos críticos en donde no existe refuerzo en compresión. En base a lo antes indicado, un estimado conservador de las deflexiones totales a largo plazo en un aligerado es aproximadamente el 550% de las deflexiones instantáneas obtenidas bajo cargas en servicio e inercia bruta.

Para el aligerado en análisis, podemos apreciar en el modelo realizado que la deflexión máxima considerando la inercia bruta de la vigueta es de 0.26 cm. En base a ello se estima que la deflexión total que puede presentarse será cuanto mucho de 1.43 cm, que equivale a $L/358$. Con ello deducimos que no es necesario un cálculo de deformaciones más detallado, ya que se esperan deflexiones de poca magnitud.

5.3.2 Diseño de Losas Macizas

Se presenta a continuación el diseño de la losa maciza de 15 cm en volado correspondiente a la zona de pasillos de acceso.

Análisis del Elemento: En base a las cargas obtenidas en el metrado se realiza un modelo con ayuda del programa SAP2000 15.0.0. En base a este modelo se obtienen las sollicitaciones de diseño, tanto de fuerzas cortantes como de momentos flectores.

Se presentan a continuación las cargas utilizadas en el modelo realizado. Debido a la relación entre las dimensiones de la losa, se considera que esta actúa principalmente en una sola dirección. El modelo trabaja con una franja típica de 1 m de ancho.

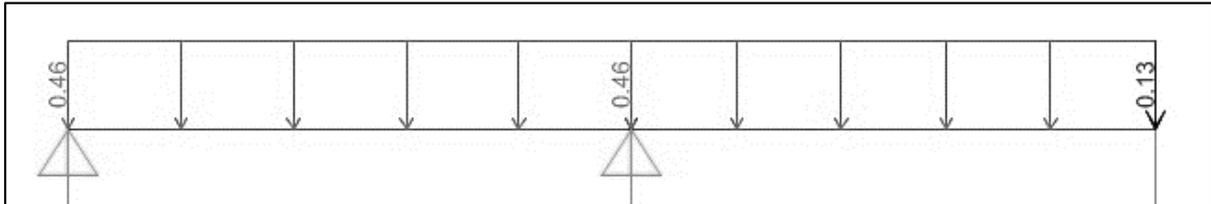


Imagen15 – Cargas Muertas (ton/m)

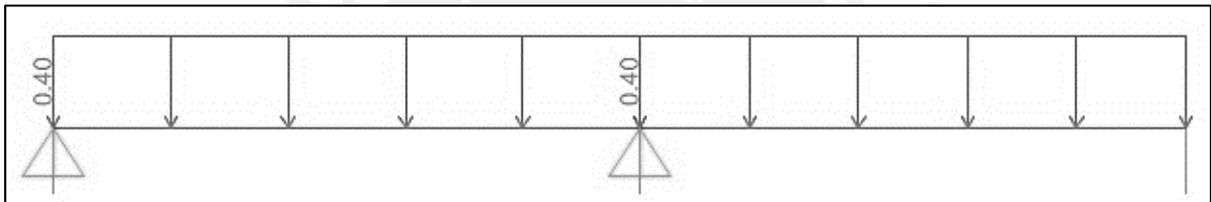


Imagen16 – Cargas Vivas con Cargas en Todos los Paños (ton/m)

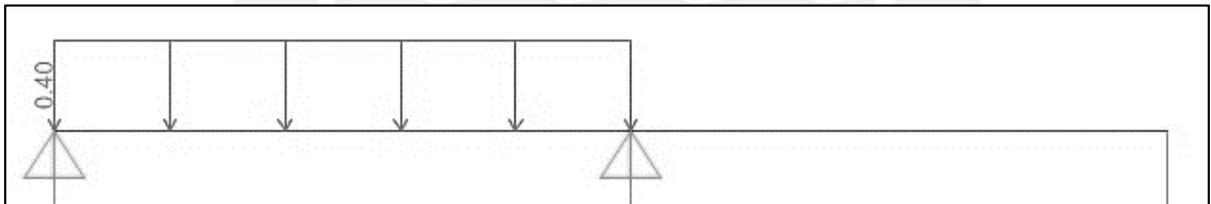


Imagen17 – Cargas Vivas con Cargas en el Paño 1 (ton/m)

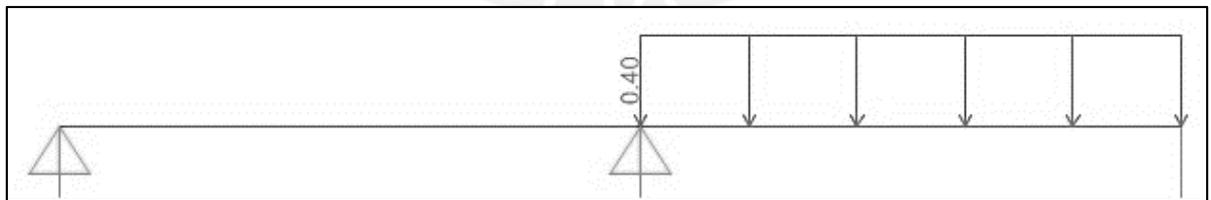


Imagen18 – Cargas Vivas con Cargas en el Paño 2 (ton/m)

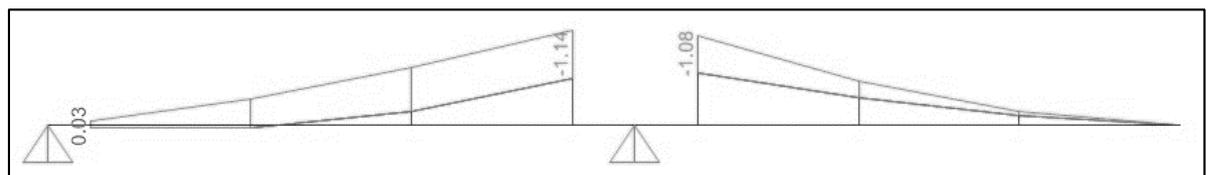


Imagen19 – Envolvente de Momentos Flectores Amplificados (ton.m)

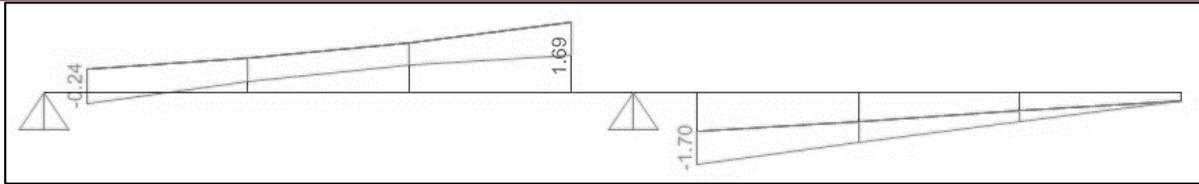


Imagen20 – Envolvente de Fuerzas Cortantes Amplificadas (ton)

Diseño por Flexión: En base a los momentos obtenidos en el análisis realizado se determina el refuerzo necesario para cada sección. Correspondiente al modelo realizado, se trabaja con un ancho característico de 1 m:

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 12 = 2.16 \text{ cm}^2 \text{ (total en ambas caras)}$$

$$A_{smax} = 0.016 \times 100 \times 12 = 19.20 \text{ cm}^2$$

Además, se considera para la cara en tracción una cuantía mínima de 0.12%.

$$A_{smin}(\text{tracc}) = 0.0012 \times 100 \times 12 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$M_u^- = 1.14 \text{ ton.m}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$A_{s+} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Se requieren $\Phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$ (2.84 cm^2)

Como se puede observar en el diagrama de momentos flectores, la luz libre del tramo 1 es tan pequeña a comparación del volado del tramo 2, que toda la losa se encuentra sometida a momentos negativos. Por ello, bajo el punto de vista de resistencia en la cara inferior de la losa solamente sería necesario colocar refuerzo mínimo.

En el presente caso, debido a que se trata de un elemento en volado con exposición al exterior, se opta por colocar un refuerzo superior e inferior de $\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$. El refuerzo colocado es bastante mayor al mínimo requerido, y genera un diseño holgado en donde los esfuerzos en el acero son bajos durante la etapa de servicio. Con ello se puede asegurar que no haya problemas de fisuración, y que se cuente con una cuantía de acero en compresión que beneficia el comportamiento de la losa con respecto a las deflexiones que pueden presentarse.

En el caso de la dirección perpendicular al volado, se elige un refuerzo mínimo inferior de $\Phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$. Se colocan bastones superiores de $\Phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$ en las zonas cercanas a

las vigas en la dirección Y-Y, buscando controlar el ancho de las grietas que se deben al comportamiento en dos direcciones de la losa que genera la rigidez de las vigas.

Diseño por Corte: Al igual que en las losas aligeradas, las losas macizas no cuentan con refuerzo de acero por corte, por lo cual el diseño se reduce a un proceso de verificación. Se debe de notar que la capacidad por corte de una losa maciza es elevada, por lo que se espera que el diseño quede controlado por deflexiones excesivas o capacidad a flexión, antes que por un déficit de resistencia ante fuerzas cortantes. De manera similar a las losas aligeradas, el cortante considerado para el diseño es el ubicado a una distancia “d” de la cara.

$$V_u@d = 1.54 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 / 1000 = 7.83 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar $V_u@d \ll \Phi V_c$, por lo cual la losa no presenta problemas de resistencia ante fuerza cortante.

Ya que el diseño por corte de losas macizas es un proceso de verificación que se espera cumplir con holgura en la gran mayoría de casos, es una práctica frecuente realizar una primera verificación rápida considerando la fuerza en el apoyo.

En el caso analizado es razonable considerar una carga distribuida total en servicio de 1 ton/m², y despreciar el peso puntual debido al pequeño parapeto en el extremo del volado. Bajo estas suposiciones se tiene que $V_u = 1.15 \times 1.5 \times 1 = 1.73 \text{ ton} \ll 7.83 \text{ ton}$.

Cálculo de Deflexiones: Ya que la losa analizada vuela una luz libre de solamente 1.15 m, se espera que no se presenten problemas importantes de deflexiones. Sin embargo, de manera similar al caso visto de losas aligeradas, es posible realizar un estimado rápido que nos permita ver la magnitud de las deflexiones que pueden esperarse.

Para elementos prismáticos rectangulares la inercia agrietada se encuentra dentro del orden del 50% de la inercia bruta, mientras que en elementos con refuerzo en compresión las deflexiones diferidas suelen tener magnitudes que rondan el 175% de la deflexión instantánea. En base a esto, se estima que la deflexión total en el largo plazo para la losa analizada es de aproximadamente 350% de las deflexiones instantáneas obtenidas en un análisis en servicio con inercia bruta.

Se sabe, en base al modelo realizado, que la deflexión en servicio con inercia bruta de la losa es de 0.10 cm. Con ello se puede estimar conservadoramente que la deflexión total a largo plazo es de 0.35 cm. Esta deformación equivale a un valor de $2L/657$, por lo cual se espera un comportamiento competente del elemento con respecto a deflexiones.

5.3.3 Diseño de Vigas

A continuación se presenta el diseño de las vigas V6 y V8 de un piso típico. La viga V8 es una viga controlada por cargas de gravedad, mientras que la viga V6 es una viga de conexión controlada principalmente por solicitaciones sísmicas.

Diseño de Viga V8 (30x60)(30x50)(30x20):

Análisis del Elemento: Para determinar las solicitaciones de diseño se realiza un modelo considerando las cargas obtenidas en el metrado antes realizado.

Las condiciones de apoyo pueden tener en cuenta la rigidez de las columnas de los pisos superior e inferior. Sin embargo, algunos ingenieros consideran que en los apoyos solamente aportan rigidez las columnas inferiores, bajo el principio de que en una obra convencional las vigas se desencofran antes de construir el siguiente techo. En la realidad existe una situación intermedia, ya que parte de las cargas son transmitidas al momento del desapuntado, mientras que el resto de solicitaciones se aplicarán de manera posterior a construir el nivel superior al elemento en análisis.

La diferencia entre considerar una o dos columnas en los apoyos radica en que el modelo con columnas solo en la parte inferior tiene menos rigidez, por lo cual existe una mayor redistribución de momentos hacia el momento positivo. Con el fin de tener un diseño conservador, se optó por considerar ambos casos. En base a los resultados obtenidos se determina que la diferencia no es importante, y se encuentra dentro del orden del 10% de los momentos negativos. Con respecto a las fuerzas cortantes, las diferencias son despreciables. Las cargas consideradas y los resultados de los modelos se presentan a continuación:

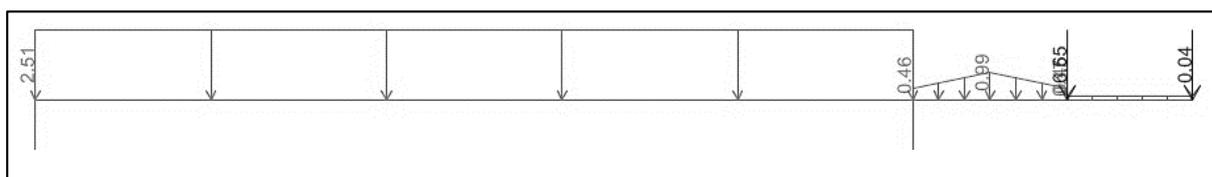


Imagen21 – Cargas Muertas (ton/m)

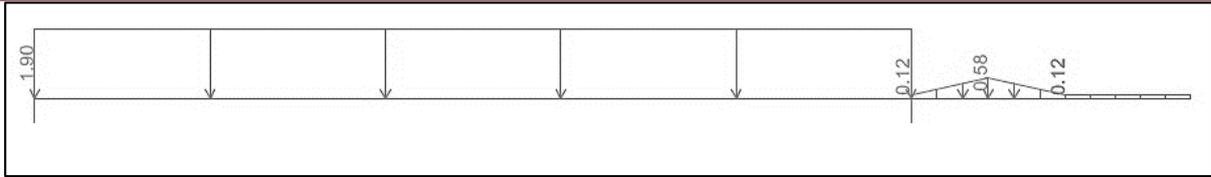


Imagen22 – Cargas Vivas con Cargas en Todos los Paños (ton/m)

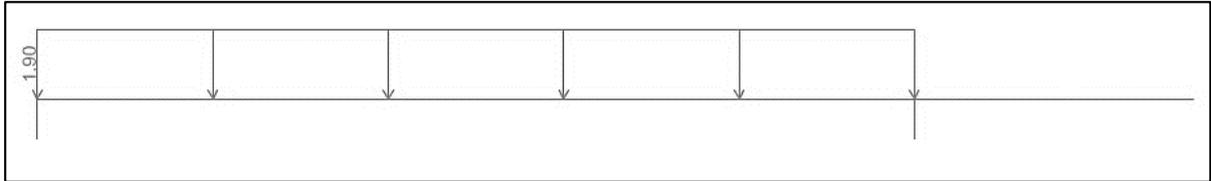


Imagen23 – Cargas Vivas con Cargas en el Paño 1 (ton/m)



Imagen24 – Cargas Vivas con Cargas en el Paño 2 (ton/m)

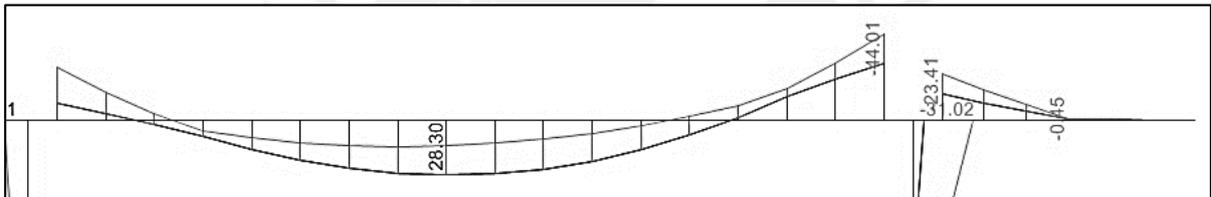


Imagen25 – Envolvente de Momentos Flectores Amplificados (ton.m) – Columna Simple

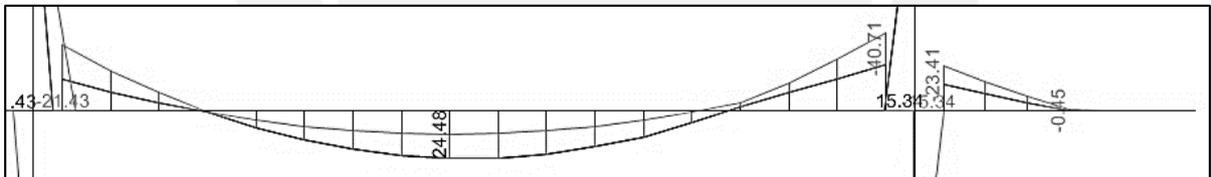


Imagen26 – Envolvente de Momentos Flectores Amplificados (ton.m) – Columna Doble

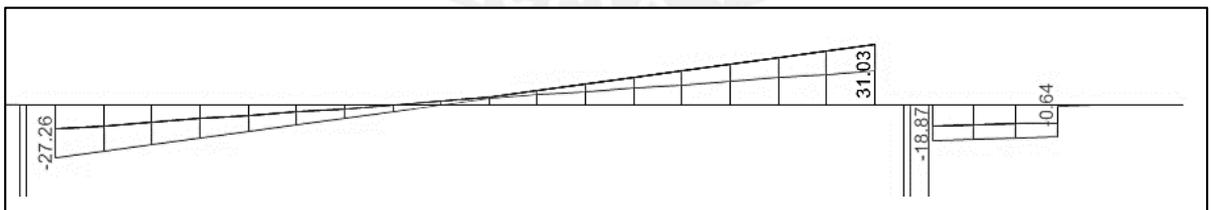


Imagen27 – Envolvente de Fuerzas Cortantes Amplificadas (ton)

Diseño por Flexión: Dada la alta densidad de placas que existen en la dirección paralela a la viga V8, su diseño se encuentra controlado principalmente por cargas de gravedad. Ya que sobre esta viga se apoya una losa aligerada, se considera su diseño como el de un elemento prismático rectangular.

$$A_{smin} = 0.0024 \times 30 \times 54 = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.016 \times 30 \times 51 = 24.48 \text{ cm}^2$$

$$M_{u-i} = 34.10 \text{ ton.m}$$

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

$$d = 51 \text{ cm}$$

$$A_{s-i} = 19.45 \text{ cm}^2$$

$$M_{u-j} = 44.00 \text{ ton.m}$$

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

$$d = 51 \text{ cm}$$

$$A_{s-j} = 26.75 \text{ cm}^2$$

$$M_{u+} = 28.30 \text{ ton.m}$$

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

$$d = 51 \text{ cm}$$

$$A_{s+} = 15.64 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2 Φ 1" corridos superior e inferior ($10.20 \text{ cm}^2 > 28.30/3$)

Los bastones seleccionados son:

2 Φ 1" en el extremo i ($A_{s\text{-total}} = 20.40 \text{ cm}^2$)

2 Φ 1" + (1 Φ 1" + 1 Φ 3/4") en el extremo j ($A_{s\text{-total}} = 28.34 \text{ cm}^2$)

1 Φ 1" + 1 Φ 3/4" en el centro ($A_{s\text{+total}} = 18.14 \text{ cm}^2$)

En el extremo j el acero negativo excede al máximo en 15.8%, lo cual no es despreciable. Sin embargo, se acepta el diseño como válido, considerando el incremento del acero máximo permitido debido a la existencia de acero en compresión.

Esto es válido ya que el acero en compresión incrementa el acero en tracción requerido para llegar a la falla balanceada, pues aumenta el área de concreto equivalente en compresión. Como un valor aproximado, se puede considerar que el área acero en tracción máximo incrementa en 85% del área de acero en compresión. Este valor aproximado se justifica tomando en cuenta que el acero en compresión que equilibra al acero en tracción realmente desplaza parte del concreto, en un equivalente a $1/n$ el área de acero. Considerando el aporte del acero en compresión, entonces el área de acero máximo es:

$$A_{smax} \approx 24.48 + 0.85 \times 10.2 = 33.15 \text{ cm}^2 (> 28.34 \text{ cm}^2)$$

Corte del Refuerzo: Para determinar el corte del refuerzo se utilizan los criterios descritos por el RNE E.060. Para ello, se calculan los momentos resistentes de las distintas configuraciones de refuerzo que se dan a lo largo de la viga.

Para $2\Phi 1''$ $\Phi M_n = 19.30 \text{ ton.m}$

Para $4\Phi 1''$ $\Phi M_n = 33.20 \text{ ton.m}$

A partir de estos resultados, se determinan los puntos de corte teóricos.

Corte de acero negativo en extremo i:

Corte teórico $x = 0.29 \text{ m}$

Longitud de bastón = 1.12 m (controla ld)

Corte de acero negativo en extremo j:

Corte teórico 1 $x = 0.89 \text{ m}$

Longitud de bastón = 1.43 m (controla d)

Corte teórico 2 $x = 0.37 \text{ m}$

Longitud de bastón = 1.12 m (controla ld)

Corte de acero positivo

Corte teórico extremo i $x = 2.35 \text{ m}$

Corte de bastón = 1.81 m (controla d)

Corte teórico extremo j $x = 2.83 \text{ m}$

Corte de bastón = 2.29 m (controla d)

Se presentan a continuación las longitudes de cortes de bastón obtenidas mediante los criterios de diseño presentados con anterioridad en 5.2.4:

Corte de bastón negativo largo $8.5/4 = 2.20 \text{ m } (>1.43 \text{ m})$

Corte de bastón negativo corto $2.20 \times 0.75 = 1.70 \text{ m } (>1.12 \text{ m})$

Corte de bastón positivo $8.5/6 = 1.40 \text{ m } (<1.81 \text{ m})$

Al comparar los cortes de bastones determinados mediante el RNE E.060 con los cortes definidos mediante los criterios prácticos, se aprecia que estos últimos son más conservadores. Con la finalidad de mantener un diseño ordenado y más conservador, se trabaja con los cortes estimados mediante el método práctico.

Diseño por Corte: Se realiza el diseño por corte considerando el uso de $1\frac{3}{8}$ " en cada sección, a menos que se determine mayor área requerida. A diferencia del diseño de losas, en el diseño de vigas por corte usualmente sí es necesario colocar estribos de refuerzo para suplir el déficit de resistencia que posee el concreto con respecto a las cargas actuantes.

Para determinar el espaciamiento de estribos requerido a lo largo de la viga, se calculan las resistencias nominales reducidas (ΦV_n) correspondientes a cada caso de distribución de estribos.

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

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54/1000 = 10.58 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{n\max} = 5 \times 10.58 = 52.90 \text{ ton}$$

$$S_{\max} = 1.42 \times 4200 / (0.2 \times \sqrt{210} \times 30) = 68.59 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 1.42 \times 4200 / (3.5 \times 30) = 56.80 \text{ cm}$$

En base a estos límites se busca realizar un diseño con los siguientes espaciamientos de estribos:

$1\frac{3}{8}$ "@15 cm	$\Phi V_s = 18.25 \text{ ton}$	$\Phi V_n = 28.83 \text{ ton}$
$1\frac{3}{8}$ "@20 cm	$\Phi V_s = 13.69 \text{ ton}$	$\Phi V_n = 24.26 \text{ ton}$
$1\frac{3}{8}$ "@25 cm	$\Phi V_s = 12.88 \text{ ton}$	$\Phi V_n = 21.53 \text{ ton}$
$1\frac{3}{8}$ "@30 cm	$\Phi V_s = 10.74 \text{ ton}$	$\Phi V_n = 19.70 \text{ ton}$

$$V_{slim} = 1.1 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54/1000 = 25.82 \text{ ton}$$

Para $\Phi V_n < 25.82 \text{ ton}$, el espaciamiento máximo será 60 cm o $d/2$.

Se verifica que $d/2 = 27 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$ (caso más desfavorable).

Para $\Phi V_n > 25.82 \text{ ton}$, el espaciamiento máximo será 30 cm o $d/4$.

Se verifica que $d/4 = 13.5 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$.

Para el cálculo de la resistencia suministrada por los estribos el RNE.060 indica que se debe de utilizar el peralte efectivo de la viga, el cual tiene un valor menor para casos de refuerzo distribuido en dos o más capas. Sin embargo, por simplicidad en los cálculos, y considerando que el principio de diseño debe de estar relacionado con la ubicación del refuerzo exterior y la altura del estribo, se hace uso del peralte "dt" relacionado con el refuerzo exterior. Nótese que la diferencia entre uno y otro caso no será de mayor importancia siempre que el peralte de la viga no sea muy pequeño.

Para elegir la distribución de estribos se determinan las distancias a la cara a partir de las cuales es posible disminuir una categoría de espaciamiento.

Fuerzas cortantes a partir del apoyo i:

$$V_u@d = 24.69 \text{ ton}$$

$$V_u = 24.26 \text{ ton} \quad x = 0.58 \text{ m}$$

$$V_u = 21.53 \text{ ton} \quad x = 0.85 \text{ m}$$

Se requiere: 1 \square 3/8"Φ: 1@.10; 3@.15; 2@.20; R@.25 (→)

Fuerzas cortantes a partir del apoyo j:

$$V_u@d = 27.72 \text{ ton}$$

$$V_u = 24.26 \text{ ton} \quad x = 1.00 \text{ m}$$

$$V_u = 21.53 \text{ ton} \quad x = 1.41 \text{ m}$$

Se requiere: (←) 1 \square 3/8"Φ: 1@.10; 6@.15; 2@.20; R@.25

Finalmente, siguiendo los criterios indicados previamente, y buscando homogeneizar el diseño, se opta por utilizar una distribución idéntica en ambos extremos. De manera conservadora se utiliza la distribución de estribos de confinamiento:

Se colocan: 1 \square 3/8"Φ: 1@.05; 8@.15; R@.25

Cabe mencionar que para vigas con un dimensionamiento adecuado sometidas bajo cargas de gravedad convencionales, los estribos correspondientes a los de confinamiento son suficientes para cumplir con las exigencias por resistencia. En muchos casos se opta por tomar esta distribución inclusive en elementos no sísmicos, ya que de esta manera se evita tener distribuciones distintas por cada elemento.

Asimismo, es una práctica convencional el diseñar las vigas considerando la fuerza cortante en la cara del apoyo. Esto permite tener un diseño más conservador y sencillo, pero según sea el caso, el ingeniero estructural puede tomar las consideraciones que vea necesarias para así obtener un diseño más o menos ajustado.

Cálculo de Deflexiones: Debido a su considerable luz libre, su relativo poco peralte, y el ajustado diseño por flexión resultante, se considera que la viga en estudio amerita un análisis de deflexiones detallado.

Las inercias efectivas se calculan a partir del ponderado de las inercias agrietadas para el caso del tramo 1 apoyado en ambos extremos, y se considera como igual a la del extremo empotrado en el caso del tramo 2 en voladizo.

Tramo 1 (30x60)

$$I_{cr-i} = 0.509 I_g$$

$$I_{cr-j} = 0.641 I_g$$

$$I_{cr+} = 0.467 I_g$$

$$I_{ef1} = (0.509 + 2(0.467) + 0.641)/4 = 0.521 I_g$$

Tramo 2 (30x50)

$$I_{cr-} = 0.648 I_g$$

$$I_{ef2} = 0.648 I_g$$

Además, para determinar las deflexiones diferidas se calculan los factores λ en función del acero en compresión en la parte central para el tramo 1, y en el empotramiento para el tramo 2. Se considera un valor de $\zeta = 2$, teniendo en cuenta las deflexiones diferidas después de 5 años o más.

$$\lambda_1 = 2/(1 + 0.31) = 1.52$$

$$\lambda_2 = 2/(1 + 0.22) = 1.65$$

Se hallan las deflexiones en corto y largo plazo en base a los resultados obtenidos en el modelo realizado, el cual considera la inercia bruta de la sección de viga. Para el cálculo de las deflexiones diferidas se considera una sobrecarga permanente de 30% del valor de la sobrecarga de diseño.

Para las deflexiones debido a carga viva se consideran las deflexiones críticas con alternancia de cargas. Queda claro que es exagerado considerar que en servicio existe un paño completamente cargado al mismo tiempo que un paño sin sobrecarga. Sin embargo, se toma esta consideración buscando determinar el resultado más desfavorable, el cual se acepta con cierta flexibilidad que podría superar en cierta medida el límite de deflexión.

Deflexiones por carga muerta considerando inercia bruta:

$$\Delta_{DL1} = 0.51 \text{ cm}$$

$$\Delta_{DL2} = 0.14 \text{ cm}$$

Deflexiones por carga viva considerando inercia bruta:

$$\Delta_{LL1} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\Delta_{LL2} = 0.30 \text{ cm}$$

Para las deflexiones en el corto plazo se consideran las deflexiones totales instantáneas debido a las cargas vivas y muertas. El límite de deflexión corresponde a pisos sin elementos susceptibles a sufrir daños.

Tramo 1 $\Delta_{STmax} = 850/360 = 2.36 \text{ cm}$
 $\Delta_{ST} = (0.509 + 0.453)/0.521 = 1.85 \text{ cm}$

Tramo 2 $\Delta_{STmax} = 2(360)/360 = 2.00 \text{ cm}$
 $\Delta_{ST} = (0.139 + 0.295)/0.648 = 0.67 \text{ cm}$

Para las deflexiones en el largo plazo se consideran las deflexiones instantáneas debido a la totalidad de las cargas vivas, y las deflexiones diferidas debido a la totalidad de las cargas muertas más las cargas vivas permanentes. El límite de deflexión corresponde a pisos sin elementos susceptibles a sufrir daños.

Tramo 1 $\Delta_{LTmax} = 850 / 240 = 3.54 \text{ cm}$
 $\Delta_{LT} = (0.453 + 0.509 \times 1.52 + 0.453 \times 1.52 \times 0.3)/0.521 = 2.75 \text{ cm}$

Tramo 2 $\Delta_{LTmax} = 2(360) / 240 = 3.00 \text{ cm}$
 $\Delta_{LT} = (0.295 + 0.139 \times 1.65 + 0.295 \times 1.65 \times 0.3)/0.648 = 1.04 \text{ cm}$

Como se puede comprobar, las deflexiones estimadas no superan los límites máximos. No obstante, las deflexiones a largo plazo en el primer tramo muestran tener una magnitud importante. La deflexión máxima que se puede esperar en este tramo es la suma de las deflexiones instantáneas debido a la totalidad de cargas en servicio, más las deflexiones diferidas debido a las cargas permanentes.

$$\Delta_{max1} = 0.977 + 0.869 + 1.485 + 0.396 = 3.73 \text{ cm } (\approx L/228)$$

La deflexión total esperada tiene una magnitud tal que puede causar problemas estéticos. Además, sobre la viga en análisis se apoya una losa aligerada que tendrá sus propias deformaciones. En vista de ello se decide colocar una contraflecha en la viga.

Se busca que la contraflecha no sea bastante mayor a las deflexiones instantáneas debido a las cargas muertas, de manera que en ningún momento la losa quede con una flecha invertida. Algunos diseñadores consideran que esta limitante puede incumplirse dentro de lo razonable, de manera que la deflexión final en el largo plazo se reduzca.

Cabe mencionar que la contraflecha no influye en las deflexiones admisibles debido a daños en elementos no estructurales, ya que los daños son generados por la distorsión angular que sufren los elementos, no importando la posición inicial de los mismos. Por otro lado, se

debe de recordar que el cálculo de deflexiones tiene una varianza inherente elevada, pese a que cálculos muy minuciosos puedan dar una falsa sensación de exactitud.

Considerando que la deflexión instantánea debido a cargas muertas en el tramo 1 se estima de 0.98 cm, se indica colocar en el elemento una contraflecha de 1.50 cm, pensando en la deformación final a largo plazo. Sin embargo, si existiese tarrajeo en el techo esto no sería de utilidad, pues la deformación diferida se presenta después del nivelado del tarrajeo.

Control de Fisuraciones: Se presentan a continuación los cálculos de verificación de fisuraciones según la norma E0.60. Se realizan los cálculos para la sección de máximo momento positivo, por ser uno de los casos críticos.

$$M_{serv+} = 18.43 \text{ ton.m} = 1843000 \text{ kg.cm}$$

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

$$d_c = 6 \text{ cm}$$

$$A_{s+} = 18.14 \text{ cm}^2$$

$$N = 18.14/5.10 = 3.56 (\Phi 1")$$

$$\bar{X} = 6.94 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = 2 \times 6.94 \times 30/3.56 = 116.97 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 1843000/(18.14 \times 0.9 \times 53.06) = 2128 \text{ kg/cm}^2 \quad (51.67\%f_y)$$

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \times A_{ct}} = 2128 \times \sqrt[3]{6 \times 116.97} = 18911 \text{ kg.cm} < 26000 \text{ kg.cm}$$

Como se aprecia, el factor Z en la sección analizada se encuentra muy por debajo del valor límite. De ello se deduce que tanto en esta sección como en el resto de la viga no se presentan problemas por fisuración. Esto es predecible, ya que un elemento correctamente dimensionado y diseñado no debería de presentar problemas de agrietamiento, siempre que se respete el número mínimo de barras recomendado en función del ancho de la viga.

Diseño de Viga V6 (30x60):

Análisis del Elemento: La viga V6 es una viga de conexión que trabaja fundamentalmente bajo cargas sísmicas. En la etapa de servicio las cargas que puede tener son despreciables dada su corta luz. Por lo tanto, las cargas de diseño consideradas son únicamente las obtenidas en el modelo sísmico.

Diseño por Flexión: Dado que la viga V6 se somete únicamente a cargas sísmicas, y conforma parte de un pórtico de manera simétrica, los momentos de diseño tanto positivo como negativo en los extremos serán idénticos.

$$A_{smin} = 0.0024 \times 30 \times 54 = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.016 \times 30 \times 51 = 24.48 \text{ cm}^2$$

$$M_u = 22.00 \text{ ton.m}$$

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

$$d = 51 \text{ cm}$$

$$A_s = 12.64 \text{ cm}^2$$

Se colocan $3\Phi 3/4'' + 2\Phi 5/8''$ corridos superior e inferior.

Diseño por Corte: El diseño por corte de esta viga se rige por las exigencias por capacidad, siguiendo los lineamientos del capítulo 21 del RNE E0.60. Se busca de esta manera garantizar que la falla del elemento sea por flexión, dándole mayor ductilidad y capacidad de liberación de energía.

Se determina el cortante asociado al desarrollo de los momentos probables de la viga. En vista que la luz es muy pequeña, se desprecia el aporte de las cargas de gravedad. El uso del momento probable contempla el fenómeno de endurecimiento del acero de refuerzo, y la sobre resistencia que puede presentar el elemento. Es exigido por la norma para el caso de vigas de acoplamiento y de vigas que formen parte del sistema estructural de pórticos de una edificación, en vista de que se espera que estas sufran grandes sollicitaciones sísmicas.

$$A_s \text{ colocado} = 12.52 \text{ cm}^2$$

$$M_n = 24.22 \text{ ton.m}$$

$$M_{pr} = 1.25 \times 24.22 = 30.28 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 2 \times 30.28 / 1.2 = 50.47 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{nmax} = 53 \text{ ton}$$

$$\text{Para } 2\Phi 3/8'' @ 12.5, \quad \Phi V_n = 54.38 \text{ ton} \approx \Phi V_{nmax}$$

Se colocan $2\Phi 3/8''$: $1 @ .05$; $R @ .125$

5.3.4 Diseño de Escaleras

Se presenta a continuación el diseño de un tramo típico de escalera. Como se define en la sección 2.2, la escalera conformada por tramos típicos de diez pasos, tiene una longitud libre de 5.93 m. Los espesores de descanso y garganta utilizados son de 20 cm.

Se considera una sobrecarga de 400 kg/cm², correspondiente a pasillos y escaleras según los requerimientos del RNE E.020. Se consideran adicionalmente 100 kg/cm² de piso terminado. Considerando lo antes indicado, la carga última de gravedad por metro de ancho es de 1.90 ton/m.

El análisis del tramo típico de la escalera se realiza considerando como apoyo la viga del descanso V3. En el caso del extremo en el cual la losa es continua con la losa del pasillo, ya que esta losa tiene un espesor menor al del descanso, la restricción será un intermedio entre el caso empotrado y el caso apoyado.

El diseño por flexión y verificación por corte es similar al visto en el caso de losas macizas en la sección 5.2. Ya que la losa de escalera tiene restricciones parciales, se considera que el momento máximo positivo que controla el diseño se encuentra definido por la expresión $M_u = w_u \cdot l_n^2 / 9$. La luz libre considerada corresponde a la distancia entre las vigas de apoyo V2 y V3, igual a 5.93 m.

Los cálculos de refuerzo por flexión para la escalera de 1.20 m de ancho se presentan a continuación.

$$M_u = 1.2 \times 1.90 \times 5.93^2 / 9 = 8.91 \text{ ton.m}$$

$$B = 120 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$A_{s+} = 15.20 \text{ cm}^2$$

Se colocan 8Φ5/8" (16.00 cm²) superior e inferior en la dirección longitudinal.

$$V_u = 1.2 \times 1.90 \times 5.93 / 2 = 6.76 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 17 / 1000 = 13.32 \text{ ton} (> 6.76 \text{ ton})$$

Se verifica que el peralte existente es competente por corte.

6. DISEÑO DE COLUMNAS

6.1 Introducción

Las columnas son elementos que transmiten cargas verticalmente a la cimentación, y según el tipo de estructuración también pueden formar parte de los pórticos que brindan rigidez lateral a la estructura. El diseño de las columnas se realiza en la etapa última o de rotura, y se verifican solicitaciones de flexocompresión y de corte.

Las solicitaciones en columnas son generadas por una combinación entre las cargas axiales y los momentos flectores que les son transmitidos a través de las vigas. Normalmente las cargas axiales son resultado del peso de la misma estructura y sobrecargas correspondientes al área tributaria que cada columna porta. Por otro lado, los momentos flectores pueden tener origen en los momentos por cargas de gravedad que son transmitidos por vigas, o a las generadas debido a cargas sísmicas laterales.

Usualmente, en edificios con cargas sísmicas las columnas se encuentran sometidas a solicitaciones de flexocompresión biaxial. En dichos casos los momentos en un sentido son originados por las cargas de gravedad, mientras que los generados en el otro son producto de solicitaciones sísmicas. Sin embargo, si una estructura tiene una alta densidad de placas que aportan una gran rigidez lateral, puede darse una configuración en la cual las columnas no reciben solicitaciones sísmicas apreciables, y trabajan únicamente en flexocompresión uniaxial.

Otra situación posible, es aquella en la cual las dimensiones en planta de las columnas son relativamente pequeñas a comparación de su altura libre, lo cual permite que se presenten problemas de pandeo. De ser así, las columnas pueden someterse a solicitaciones de flexocompresión biaxial, donde en un sentido se tienen los momentos flectores de gravedad, y en el otro los momentos mínimos amplificados que considera la norma en elementos esbeltos.

Finalmente, hay que tener especial cuidado en el caso de columnas que conformen pórticos con placas muy rígidas, ya que es posible tener cargas axiales sísmicas de gran magnitud, especialmente si se encuentran conectadas a las placas mediante vigas muy rígidas. En casos como estos, incluso es posible que la columna presente solicitaciones de flexotracción, en caso tenga un área tributaria relativamente pequeña.

6.2 Conceptos de Diseño

6.2.1 Diseño por Flexocompresión Uniaxial

En el diseño de un elemento en flexocompresión no es posible deducir fórmulas simplificadas que permitan determinar directamente la cuantía de refuerzo requerida, debido a la compleja variedad de geometrías y configuraciones de refuerzo que pueden existir. Además, ya que en la rotura el valor del momento nominal se encuentra en función a la carga nominal y viceversa, no existe una solución única de la capacidad del elemento [06].

Por ello, el diseño por flexocompresión presenta un enfoque distinto al diseño por flexión pura. El método de diseño se basa en determinar las combinaciones de cargas axiales y momentos flectores que generan el agotamiento de una sección, para luego verificar si las demandas existentes se exceden de estos valores. Como se puede notar, el diseño por flexocompresión queda reducido a un proceso iterativo en búsqueda de una sección y refuerzo competentes.

La herramienta utilizada para el diseño de elementos en flexocompresión es el diagrama de interacción. Este es la representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flector que generan la falla de una sección. Todas las combinaciones de carga correspondientes a puntos ubicados dentro del diagrama de interacción se encuentran dentro de la capacidad resistente de la sección descrita por dicho diagrama.

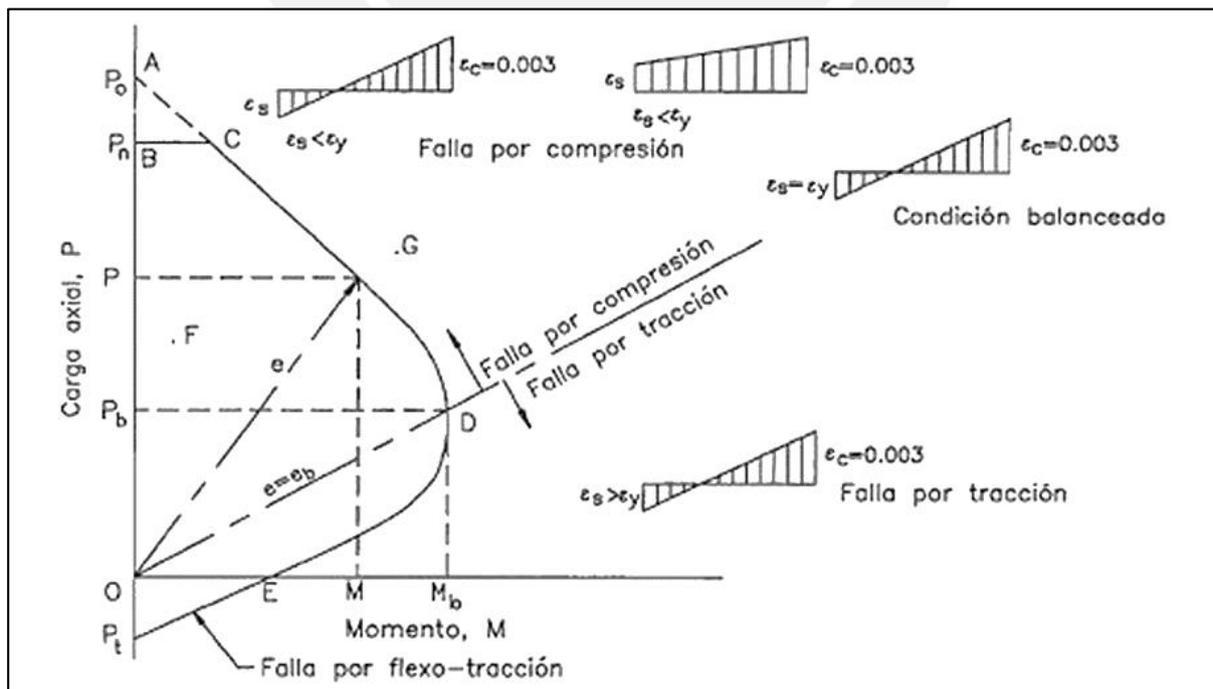


Imagen28 – Diagrama de Interacción [10]

La construcción de un diagrama de interacción se realiza definiendo múltiples puntos del mismo, en donde se relaciona la capacidad axial con la resistencia a la flexión. Esto se lleva a cabo analizando el equilibrio de secciones con ejes neutros arbitrarios, y asignando distribuciones de deformaciones que correspondan al agotamiento del concreto [02]. El RNE E.060 permite considerar el bloque de compresiones de Whitney, con una deformación unitaria de agotamiento de 0.003. En el caso en el cual la resultante de fuerzas internas de tracción supere a las de compresión, se presenta una falla por flexotracción representada por el conjunto de puntos ubicados bajo el eje horizontal de carga nula [02].

Al hallar el equilibrio interno de la sección es posible reducir los momentos y fuerzas al centroide de la sección o a su centro plástico. El centro plástico se define como el centro de fuerzas considerando toda la sección comprimida en su capacidad máxima [02], en donde el concreto trabaja a $0.85f_c$ y el acero a f_y [06]. Para el diseño, la elección del punto de reducción es indiferente, siempre que las demandas del análisis se reduzcan al mismo punto considerado en el cálculo de la capacidad. En el caso que el refuerzo no sea considerablemente asimétrico, o en el que el que la cuantía sea baja, la variación entre el centroide de una sección y su centro plástico es despreciable.

Durante el cálculo del diagrama interacción la posición considerada del eje neutro no necesariamente se encuentra dentro de la sección. Esto corresponde a los casos en los cuales todo el elemento se encuentra sometido a compresión o tracción. En la situación en la cual todo el elemento se encuentra en tracción, se debe considerar que la falla se alcanza por la fluencia del refuerzo de acero, y que el concreto no aporta en la resistencia.

Como se puede notar, existen infinitos puntos en el diagrama interacción, correspondientes a las infinitas posiciones del eje neutro. Sin embargo, el cálculo de una gran cantidad de puntos es en la práctica innecesario.

La metodología de construcción de diagramas de interacción descrita anteriormente permite determinar el diagrama de interacción nominal de un elemento. Sin embargo, es necesario definir un diagrama de interacción de diseño, que considere los criterios del diseño por el Método de Resistencia. Este último tiene en consideración diferentes factores de reducción correspondientes al tipo de falla del elemento. Se presentan a continuación los valores considerados por la norma E0.60:

Para $P_u \geq 0.1\Phi P_n$	en columnas con estribos	$\Phi = 0.70$
	en columnas con espirales	$\Phi = 0.75$

Para $P_u \leq 0$

$\Phi = 0.90$

Si $0 < P_u < 0.1\Phi P_n$, Φ tiene un valor intermedio descrito por una interpolación lineal.

Además, se considera un factor α que limita la compresión máxima según la expresión:

$P_u \leq \alpha \Phi P_o$, donde $P_o = 0.85 f_c (A_g - A_s) + f_y \times A_s$, donde:

$\alpha = 0.80$ en columnas con estribos,

$\alpha = 0.85$ en columnas con espirales

El factor de reducción α busca evitar situaciones en las cuales columnas diseñadas ante cargas de compresión pura lleguen fácilmente a la falla de generarse una pequeña excentricidad. Al reducir la máxima capacidad ante compresión mediante el factor α , indirectamente se brinda a la columna una capacidad mínima ante momentos, que para columnas convencionales corresponde aproximadamente a una excentricidad de $0.1h$ [06]. Se muestra a continuación la forma típica de un diagrama interacción de diseño para una columna con estribos:

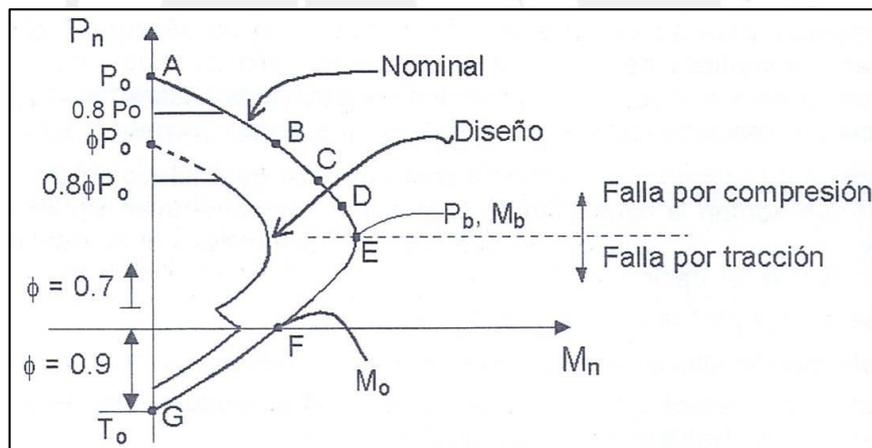


Imagen29 – Diagrama de Interacción de Diseño del RNE E.060 [10]

De manera tradicional, al construir un diagrama interacción sólo se determinan puntos clave como lo son los puntos de falla por compresión pura, flexión pura, tracción pura, y el punto de falla balanceada, entre otros. El diagrama de interacción se define gráficamente conectando los puntos obtenidos mediante una curva suavizada. Por otro lado, si se trabaja en una columna con una configuración típica y geometría simple, también pueden utilizarse ábacos o tablas. No obstante, en la actualidad es posible hallar con mucha rapidez todos los puntos necesarios para el trazado de un diagrama casi perfecto con la asistencia de un computador, por lo que métodos menos automatizados han perdido notoriedad.

6.2.2 Diseño por Flexocompresión Biaxial

La capacidad de un elemento sometido a cargas de flexocompresión queda descrita por una superficie de interacción. Los diagramas de interacción vistos para el caso de flexocompresión uniaxial pertenecen solamente a una configuración de cargas específica, en donde los momentos son aplicados a lo largo de un solo eje. Mientras que la superficie de interacción queda definida por las combinaciones de cargas últimas (P_u) y momentos últimos en ambas direcciones (M_{ux} y M_{uy}), el diagrama de interacción es el corte de dicha superficie con el plano definido por $M_{uy} = 0$. Esto hace evidente que una superficie de interacción queda establecida por los infinitos planos correspondientes a las posibles combinaciones de M_{ux} y M_{uy} .

El diseño por flexocompresión biaxial es mucho más complicado que el caso uniaxial, ya que no existe un método simplificado o sencillo para determinar la superficie de interacción de una sección. Además, los cálculos son más tediosos, ya que se requiere trabajar con ejes neutros que geoméricamente no coinciden con los ejes principales de la sección. En vista de esto, la norma y otras fuentes proponen métodos simplificados que permiten estimar la resistencia de una sección ante momentos biaxiales, basados en aproximaciones al perfil de la superficie real de interacción [06]. El método descrito a continuación, el Método de Bresler, es el incluido en el RNE E.060.

El Método de Bresler estima la resistencia a compresión que tiene una columna sometida a momentos biaxiales, en función de su resistencia a compresión en los casos uniaxiales en ambas direcciones. Este método queda descrito por la siguiente expresión:

$$(P_{ur})^{-1} = (\Phi P_{nx})^{-1} + (\Phi P_{ny})^{-1} - (\Phi P_o)^{-1}, \text{ donde:}$$

P_{ur} es la carga axial máxima que resiste la columna sometida a la flexión biaxial,

ΦP_{nx} es la capacidad de la sección si solo se tiene M_{ux} ,

ΦP_{ny} es la capacidad de la sección si solo se tiene M_{uy} ,

ΦP_o es la capacidad de la sección si solo se tiene carga axial.

Se debe de considerar que el Método de Bresler no tiene relación alguna con el límite que indica la norma sobre la máxima carga axial definido por el factor α . Esto implica que adicionalmente habrá que verificar que $P_{ur} < \alpha \Phi P_o$.

El Método de Bresler presenta resultados razonables, pero se limita a secciones rectangulares con armado simétrico, y su precisión se ve afectada para cargas axiales

menores a las de la falla balanceada. Por ello, para casos en los cuales $P_u < 0.1\Phi P_o$, la norma recomienda utilizar la siguiente expresión en la verificación de diseño [06]:

$(M_{ux}/\Phi M_{nx}) + (M_{uy}/\Phi M_{ny}) \leq 1.0$, donde:

ΦM_{nx} y ΦM_{ny} son las capacidades de la sección a flexión pura.

En la actualidad, la existencia de una gran variedad de programas de computador que permiten el cálculo casi exacto de las superficies de interacción torna innecesario el uso de métodos aproximados como el previamente descrito. En la práctica, el uso del Método de Bresler, aunque válido, queda limitado al uso académico o para ser utilizado en las raras situaciones en las cuales no se cuenta con las herramientas para realizar cálculos asistidos por computador.

6.2.3 Diseño por Corte

El diseño por fuerza cortante es similar al desarrollado para vigas de concreto armado. Este se basa en el método de Diseño por Resistencia, en donde se busca que las solicitaciones amplificadas sean menores a las resistencias nominales reducidas.

Al igual que en el caso de las vigas, la parte de la demanda de corte que no puede ser tomada por el concreto es suplida por refuerzo en forma de estribos. La principal diferencia reside en que es posible considerar el aporte de las cargas axiales de compresión de la columna en el cálculo de la resistencia proporcionada por el concreto. La resistencia al corte del concreto queda definida por:

$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \times (1 + 0.0071 Nu/Ag)$, donde

Nu es la carga axial sostenida sobre la columna, y Ag es el área bruta de la sección.

En el Perú las columnas suelen ser robustas, y debido a práctica habitual de controlar las fuerzas laterales mediante el uso de placas o muros de corte, las solicitaciones de fuerza cortante en columnas resultan ser bastante bajas. Por lo antes mencionado, el diseño por corte en columnas en muchas ocasiones resulta innecesario. Usualmente, basta con verificar que la sección de concreto es capaz de soportar las fuerzas cortantes, incluso sin considerar el aporte de los estribos.

Asimismo, ya que el diseño suele ser bastante holgado, en la práctica no se acostumbra considerar el aporte de las cargas axiales de compresión a la resistencia al corte de las

columnas. Esto permite simplificar el diseño, y evita la necesidad de definir la magnitud de las cargas permanentes sobre las columnas.

6.2.4 Verificación de Esbeltez y Pandeo

Históricamente las columnas de concreto armado en el Perú tienden a ser bastante robustas. Sin embargo, con la masificación en el mercado de concretos de altas resistencias, y con el incremento en el grado de las barras de acero de refuerzo, se utilizan columnas cada vez más esbeltas. Es por ello, que en el caso de edificaciones con alturas de entrepiso especiales, o con dobles y triples alturas, resulta razonable considerar los efectos de esbeltez en el diseño de columnas.

El efecto principal que puede existir en un elemento de concreto armado debido a su esbeltez es la generación de momentos de segundo orden. Estos son definidos como los momentos generados por la excentricidad adicional causada por la deformación del elemento para llegar a un estado de equilibrio.

El método del RNE E.060 para el diseño de elementos esbeltos considera un momento amplificado de diseño (M_c). Dicho momento es resultado de la superposición de los momentos debido a cargas de gravedad y los momentos debido a cargas laterales sísmicas, amplificados para cada caso por factores independientes [02].

Los momentos de gravedad son amplificados por un factor local (δ_1), ya que en el análisis de cargas de gravedad el comportamiento de pandeo en cada columna es independiente al resto de la estructura. Por otro lado, los momentos sísmicos son amplificados por un factor global (δ_g), ya que ante este tipo de cargas será la estructura en conjunto la que controle los desplazamientos laterales [02].

Finalmente, el momento de diseño será $M_c = \delta_1 M_{uv} + \delta_g M_{us}$, donde M_{uv} y M_{us} son los momentos debido a cargas de gravedad y debido a cargas sísmicas correspondientemente.

En la práctica, los efectos de esbeltez global usualmente son poco importantes, ya que existe la tendencia de rigidizar las estructuras mediante la colocación generosa de placas. Por otro lado, en el caso de las pocas estructuras de pórticos existentes, las exigencias sismorresistentes del RNE generan secciones en extremo robustas, como por ejemplo las vistas en el Aeropuerto Internacional Jorge Chávez.

En vista de que la edificación en diseño cuenta con una alta densidad de placas que controlan de manera bastante conservadora los desplazamientos sísmicos, en el presente trabajo se desarrollan solamente los conceptos relacionados con la esbeltez local.

El factor de amplificación local se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta_1 = C_m / (1 - P_u / \Phi P_c) \geq 1, \text{ donde:}$$

P_u es la carga amplificada actuante sobre la columna.

Φ es el factor de reducción de resistencia para columnas en compresión.

P_c es la carga crítica de pandeo, basada en la Fórmula de Euler.

C_m es el coeficiente de relación de momentos y tipo de curvatura.

P_c queda definido por la siguiente ecuación basada en la expresión de Euler, asumiendo conservadoramente un valor de $K = 1$ que corresponde a elementos biarticulados:

$P_c = \pi^2 \times EI / l_n^2$, donde l_n es la longitud libre no arriostrada de la columna, y EI puede determinarse conservadoramente como $EI = E_c \times I_g / (2.5 (1 + \beta d))$. βd es el cociente entre el momento debido a las cargas sostenidas y el momento total, y habitualmente tiene un valor cercano a 0.6.

Por otro lado, $C_m = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2 \geq 0.4$, en donde M_2 es el momento mayor y M_1 el momento menor de extremos de columna. Considerando $M_1 = M_2$ como se da en la gran mayoría de estructuras, C_m toma un valor de 1 para curvatura simple, y un valor de 0.2 para curvatura doble. Sin embargo, la norma limita el valor de C_m como mínimo en 0.4 [02]. Por lo antes indicado, se puede afirmar que en la mayoría de edificaciones el valor de C_m es de 0.4, ya que las columnas presentan comúnmente doble curvatura [02]. Sin embargo, en búsqueda de tener un valor rápido y conservador para el diseño, muchos ingenieros consideran para C_m un valor de 1. No obstante, es necesario realizar un cálculo más detallado si dicha asunción genera un diseño notoriamente desproporcionado.

Adicionalmente, el RNE E.060 permite despreciar los efectos locales de pandeo si se cumple que:

$l_n / r < 34 - 12 M_1 / M_2$, donde r es el radio de giro de la sección, que puede asumirse como 0.3h en secciones rectangulares y 0.25D en secciones circulares.

6.2.5 Distribución de Refuerzo y Armado de Columnas

Con el fin de garantizar un armado y distribución de refuerzo adecuado, el RNE E.060 indica una serie de consideraciones que deben de tomarse en cuenta durante el diseño.

Con respecto a la cantidad de refuerzo longitudinal, se establece que la cuantía de acero debe de encontrarse entre 1% y 6%.

El límite inferior busca garantizar la existencia de refuerzo suficiente para el armado y colocación de estribos. Además, controla la fluencia del acero en compresión bajo cargas de servicio, por flujo plástico del concreto, que puede modificar comportamiento de la sección supuesto durante la construcción del diagrama de interacción [06]. Conjuntamente, respetar la cuantía mínima permite que la resistencia de la sección fisurada supere la resistencia de la sección bruta [11]. En el caso en el cual por razones arquitectónicas se generen secciones sobredimensionadas, la norma permite considerar una sección reducida hasta en 50% para los cálculos, incluyendo el de refuerzo mínimo [02].

El límite superior de cuantía busca evitar problemas por congestión del acero, principalmente en los nudos y zonas de empalme de refuerzo [06]. Además, la información empírica y ensayos disponibles se enfocan principalmente en elementos con cuantías menores a 6% [11].

Muchos ingenieros limitan en sus diseños el refuerzo longitudinal a una cuantía máxima de 4%, con la intención de evitar problemas de congestión de acero [02]. Adicionalmente, la práctica ha demostrado que se obtienen columnas más económicas si se trabaja dentro de un rango de cuantía ubicado entre 1% y 3% [06].

Con respecto a la distribución del refuerzo, el RNE E.060 establece como mínimo la colocación de una barra en cada esquina [06], de manera que pueda ser posible el armado de estribos, y se cuente con refuerzo en las zonas con mayores deformaciones. En el caso de columnas cuadradas o rectangulares el mínimo de barras es cuatro [06].

La norma no establece límites máximos para el espaciamiento del refuerzo longitudinal en columnas. Sin embargo, resulta sensato utilizar el espaciamiento máximo indicado para muros. En la práctica, el refuerzo longitudinal en las columnas se distribuye aproximadamente cada 25 o 30 cm, de manera que se eviten columnas con pocas barras de calibres muy grandes, y se logre una cuantía de estribos razonable.

El RNE E.060 permite hacer uso de paquetes de barras de 2, 3 y hasta 4 barras, siempre que se cumplan con los requerimientos de espaciamiento y recubrimiento correspondientes a barras ficticias con un área equivalente al área del paquete [06]. Sin embargo, en la práctica no es recomendado el uso de paquetes de más de 2 barras, ya que se presentan entonces problemas en el armado y colocación de empalmes.

La distancia entre estribos definida en el diseño por corte es la misma que la definida para el refuerzo de vigas. Sin embargo, el RNE E.060 presenta consideraciones adicionales con respecto al espaciamiento máximo, tomando en cuenta que los estribos tienen también la función de prevenir el pandeo de las barras en compresión [06]. Estas se presentan a continuación:

$S \leq 16db$, donde “db” es el diámetro de las barras verticales.

$S \leq$ menor dimensión de la columna.

$S \leq 48de$, donde “de” es el diámetro del estribo.

En los casos en los cuales las columnas no tienen responsabilidad sísmica, muchas veces se determina que la distancia máxima entre estribos es bastante elevada. Sin embargo, en consideración de que un confinamiento adecuado permite mejorar el comportamiento del concreto en el estado de rotura, se suelen colocar estribos distanciados no más de 25 ó 30 cm. Además, en columnas que trabajan únicamente bajo cargas de gravedad se permite el uso de estribos abiertos, pese a que en la práctica no se suelen usar este tipo de estribos, sino que se indica el uso de estribos cerrados siempre que sea posible.

6.2.6 Consideraciones para Columnas Sísmicas

En el caso de columnas que poseen responsabilidad sísmica, el RNE E.060 considera disposiciones especiales indicadas en el capítulo 21.

Para columnas que forman parte de un sistema estructural formado principalmente por muros o placas, se exige el uso de estribos de confinamiento cerrados en los extremos del elemento, y de un espaciamiento máximo más riguroso que para columnas de gravedad. Por otro lado, si las columnas conforman parte de un sistema sismorresistente de pórticos, las exigencias de confinamiento son aún más estrictas, y se necesita un diseño por capacidad del elemento.

El arreglo de estribos en columnas sismorresistentes de sistemas aporticados debe de contar con una separación máxima entre ramas de 35cm [07]. Este requerimiento no es

necesario para columnas de estructuras de placas, pero aun así se recomienda su uso. En la práctica, en todo tipo de columnas sismorresistentes se acostumbra limitar la distancia entre ramas a 30cm, y no dejando más de una barra sin restringir de manera intercalada. Además, se recomienda evitar el uso de ganchos en obras con un nivel bajo de supervisión, ya que la experiencia demuestra que es común que sean de baja calidad.

El diseño por capacidad de las columnas de estructuras sismorresistentes implica que en los nudos la resistencia a flexión es por lo menos igual a la resistencia de las vigas. En muchos casos, lo indicado no es posible sin realizar un cambio de dimensiones, especialmente cuando las vigas tienen luces y cargas importantes, y por lo tanto peraltes elevados. Más aún, al requerirse que la falla de las columnas sea en flexión, ya que los momentos nominales son elevados, el diseño por cortante es notoriamente riguroso.

Cuando la estructura es aporticada, se exige que las columnas tengan mayor capacidad que la resistencia probable de las vigas, incrementando la capacidad de estas en 25% debido a la sobrerresistencia del acero y efectos de endurecimiento. Además, se exige que las columnas en zonas de confinamiento mantengan su capacidad de carga axial una vez perdido el recubrimiento mediante el confinamiento del núcleo. Esta exigencia, expresada en una cuantía mínima de confinamiento se requiere a lo alto de toda la columna en caso no sea posible garantizar mayor capacidad en las columnas que en las vigas.

En el caso de columnas en sistemas resistentes a fuerzas laterales de Muros Estructurales o Dual Tipo I, como lo es la estructura en diseño, los espaciamientos máximos entre estribos son los descritos a continuación:

Dentro de la zona de confinamiento L_o :

$S \leq 8d_b$, donde “ d_b ” es el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

$S \leq$ la mitad de la menor dimensión de la columna.

$S \leq 10$ cm

Donde la longitud L_o cumplirá con:

$L_o \geq l_n/6$

$L_o \geq$ la mayor dimensión de la columna.

$L_o \geq 50$ cm

Fuera de la zona de confinamiento:

$S \leq 30$ cm

6.3 Ejemplo de Diseño

Diseño de Columna B13 (30x60)

Se presenta el diseño de la columna típica ubicada en la intersección de los ejes B y 13. Dada la altura considerable del nivel de entepiso, es posible que existan efectos de pandeo alrededor de la menor dimensión. Por otro lado, dada la estructuración abundante en placas se puede prever que no habrá solicitaciones sísmicas importantes.

Análisis del Elemento: Se utilizan las cargas axiales obtenidas en el metrado de la columna. Los momentos flectores considerados ante cargas de gravedad para la dirección fuerte son los obtenidos en el modelo realizado para las vigas típicas. Finalmente, ya que el análisis sísmico indica cargas despreciables, estas no serán consideradas. Con respecto al momento en la dirección débil, se considera el momento mínimo de diseño, el cual se verifica si presenta o no efectos de segundo orden.

Se determina el valor de la carga crítica de pandeo (ΦP_c):

$$l_n = 3.15 \text{ m}$$

$$E_c = 2173707 \text{ ton/m}^2 \approx 2170000 \text{ ton/m}^2$$

$\beta_d = 0.6$, valor asumido como relación típica entre cargas sostenidas y cargas totales.

$$I_g = 60 \times 30^3 / 12 = 135000 \text{ cm}^4$$

$$EI = 2170000 \times 0.00135 / (2.5 \times 1.6) = 734 \text{ ton.m}^2$$

$$\Phi P_c = 0.7 \times \pi^2 \times 733.6 / 3.15^2 = 511 \text{ ton}$$

La amplificación local (δ_1), se determina asumiendo conservadoramente que $C_m = 1$:

$$P_u = 199 \text{ ton}$$

$$\delta_1 = 1 / (1 - 199 / 511) = 1.64$$

Como se aprecia, la amplificación local es de magnitud considerable. A continuación se verifica el parámetro l_n/r , que define la necesidad de considerar efectos de segundo orden.

$$r = 30 \times 0.3 = 9 \text{ cm}$$

$$l_n/r = 315/9 = 35$$

Como se aprecia, el valor de l_n/r es menor a 100, lo cual indica que es válido utilizar el método de amplificación de momentos. El valor límite para no considerar efectos de segundo orden es $34 - 12M_1/M_2$. Ya que la columna no está sometida a momentos, podemos considerar conservadoramente que esta presenta curvatura simple y que los momentos aplicados son iguales. Con esto, el límite es 22. El momento de análisis en la

dirección débil es $M_c = \delta_1 \times M_{uv}$, donde M_{uv} corresponde en este caso al momento por excentricidad mínima.

$$M_{min} = 199 \times (0.015 + 0.03 \times 0.3) = 4.78 \text{ ton.m}$$

$$M_c = 1.64 \times 4.78 = 7.83 \approx 8 \text{ ton.m}$$

Las cargas de diseño considerando una combinación de carga de $1.4D + 1.7L$ son:

Columna B13 (30x60)			
Piso	Pu (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
Piso 4	25	26	8
Piso 3	83	21	8
Piso 2	141	21	8
Piso 1	199	21	8

Tabla13 – Cargas de Diseño de Columna B13

Diseño por Flexocompresión Biaxial: Como se indica previamente, el diseño por flexocompresión biaxial consiste en un proceso iterativo de verificación de secciones, mediante múltiples ciclos de tanteo. Sin embargo, en la actualidad la asistencia de computadoras simplifica grandemente la labor numérica, e incluso permite ajustes en la sección y configuración de refuerzo de manera casi inmediata.

Ya que los momentos de gravedad con constantes a lo alto del edificio, o incluso mayores para el caso de la azotea, se considera un solo refuerzo para los cuatro niveles.

Se elige una sección reforzada con $12\Phi 1"$, que corresponde a una cuantía de 3.40%. Debido a que se realiza un diseño biaxial, la capacidad de la columna se representa mediante las curvas de capacidad de los valores de carga axial aplicados. Esto corresponde a presentar una curva de contorno de carga, que es el corte de la superficie de interacción con el plano definido por la carga axial actuante.

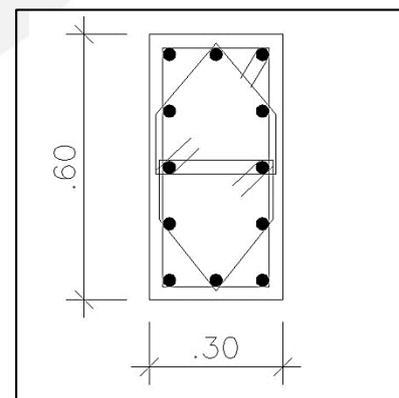


Imagen30 – Clave de Columna B13

Se presentan a continuación las curvas de contorno de carga para la sección definida, determinadas mediante el programa Columns V1.2 del Ing. José Antonio Terry.

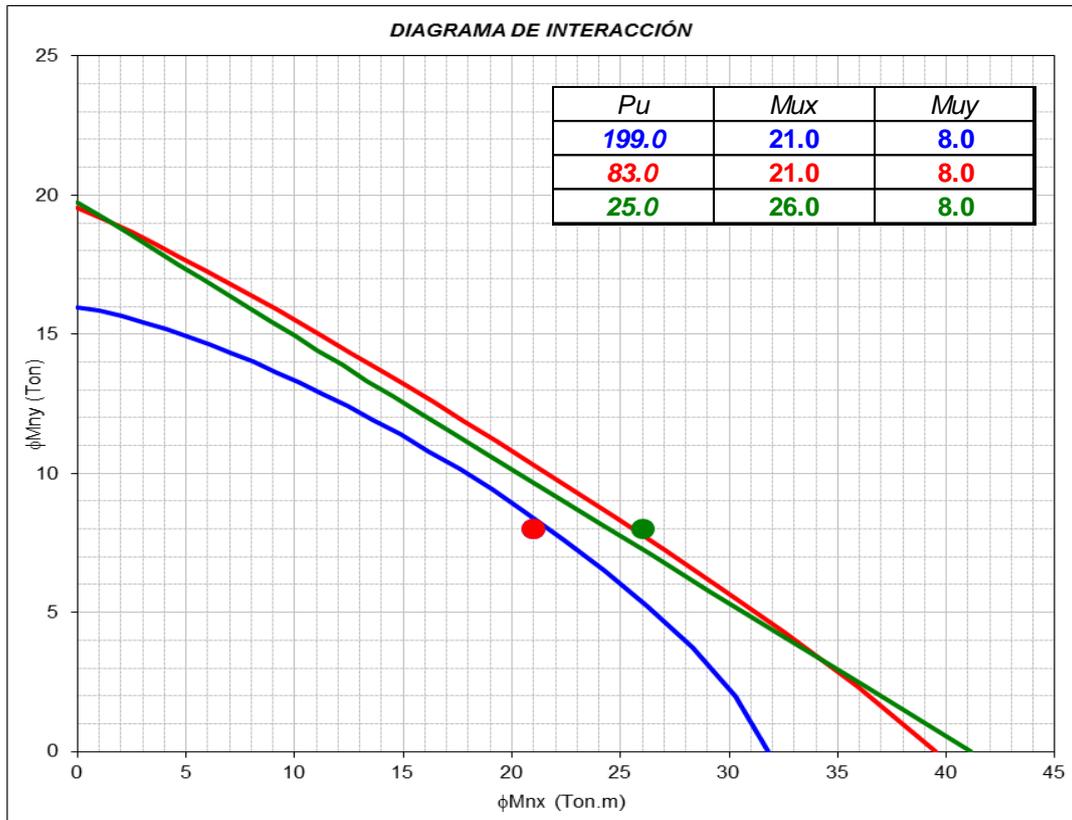


Imagen31 – Curva de Contorno de Carga de Columna B13

Se aprecia que la capacidad de la sección es adecuada para los primeros tres niveles, y resulta excedida levemente para las cargas en el último nivel. Considerando que el cálculo de momento mínimo en la dirección débil ha sido realizado de manera conservadora, se acepta el diseño como competente.

Diseño por Corte: Ya que no existen fuerzas cortantes en las columnas, no es necesario realizar un diseño detallado. Sin embargo, ya que durante un sismo siempre existen ciertas demandas de corte, se opta por colocar estribos siguiendo las exigencias mínimas correspondientes a columnas sísmicas en edificios de Muros.

Se utilizan 3 estribos, de manera que se genere un núcleo confinado, y cada barra de refuerzo cuente con arriostre lateral. Además, se utiliza la siguiente distribución de estribos correspondiente a exigencias de confinamiento:

3 \square 3/8" Φ : 1@05; 8@10; R@25

7. DISEÑO DE PLACAS

7.1 Introducción

Las placas o muros de corte son elementos que poseen gran rigidez en una dirección. Esto les permite controlar los desplazamientos laterales de una edificación durante sismos, y causa que tomen gran parte de la fuerza cortante basal. Dado que las placas tienen usualmente un área de sección grande en relación a su área tributaria, se caracterizan por presentar bajos esfuerzos axiales. Por otro lado, debido a su alta rigidez en un sentido, las placas toman en dicha dirección altos momentos flectores y fuerzas cortantes [09].

El diseño de placas queda controlado por momentos flectores y fuerzas cortantes sísmicas. Los momentos de gravedad normalmente son poco importantes a comparación de los momentos sísmicos, y son usualmente despreciados. Sin embargo, sí resulta recomendable considerar núcleos confinados en zonas de placas que reciben vigas, previendo posibles concentraciones de esfuerzos debido a efectos locales.

En casos muy particulares existen placas con momentos flectores altos que no provienen de acciones sísmicas. Estos son casos aislados que requieren de consideraciones especiales, y se presentan principalmente debido a empujes de terreno sobre edificaciones ubicadas en un talud pronunciado. Otros casos se presentan por empujes de viento en edificaciones muy altas, o por volteo debido a la existencia de volados significativos distribuidos en planta de manera marcadamente asimétrica.

7.2 Conceptos de Diseño

7.2.1 Diseño por Flexocompresión

Se siguen los conceptos del diseño por flexocompresión en columnas, siempre que la placa en diseño se trate de un elemento esbelto. Se clasifican como esbelta a las placas cuya relación entre altura y longitud es mayor a la unidad. Además, a diferencia de las columnas, ya que una de las dimensiones en planta es mucho mayor que la otra, se distinguen los elementos de borde y el refuerzo repartido en el alma.

Ya que los resultados obtenidos mediante el modelo sísmico se determinan con respecto al centroide de la sección, los diagramas de interacción se construyen con respecto a este punto. Podrían utilizarse diagramas de interacción con respecto al centro plástico de la

sección, pero esto implica tener que reducir las fuerzas de análisis a este punto, de manera que el análisis y el diseño sean coherentes.

En el caso de placas que tienen alas, el RNE E.060 considera que el ala efectiva de una placa es la mitad de la distancia entre almas adyacentes, o 10% de la altura total del muro [07]. Por otro lado, el manual del ACI318 considera el ala efectiva como 25% de la altura total. La longitud de ala efectiva proviene de observaciones realizadas en ensayos de placas de secciones L, T y C; en donde no se cumple la Hipótesis de Navier cuando la longitud total de ala es relativamente grande con respecto a la altura total del elemento.

Ya que durante un sismo los extremos se someten a grandes esfuerzos cíclicos, el RNE E.060 requiere la existencia de elementos de borde. Los elementos de borde consisten en núcleos confinados ubicados en los extremos de las placas, y que en la mayoría de los casos cuentan con un refuerzo longitudinal mayor. Se exigen elementos de borde en casos en los cuales la zona en compresión es mayor al límite indicado en la siguiente expresión:

$c \geq l_m / 600 (\delta_u / h_m)$, donde:

c es la profundidad del eje neutro,

l_m es la longitud de la placa,

h_m es la altura de la placa,

δ_u es el desplazamiento lateral inelástico máximo del muro. [07]

En la práctica esta expresión se puede simplificar conservadoramente considerando que el cociente δ_u/h_m no puede superar el valor de 0.007 (derivada máxima de entrepiso). Bajo este supuesto es necesario el uso de núcleos confinados si la zona en compresión supera aproximadamente 25% de la longitud total del muro.

El elemento de borde debe colocarse hasta altura no menor que el mayor entre $M_u/4V_u$ y l_m . De esta manera se asegura la existencia de elementos de borde por una altura razonable en la parte inferior de la placa, donde se espera hayan los mayores esfuerzos. En el caso de requerir elementos de borde el RNE E.060 establece las siguientes condiciones:

La extensión mínima del elemento de borde desde el borde de la placa es igual al valor mayor entre $(c - 0.1l_m)$ y $c/2$.

En secciones con alas, el ancho de ala efectiva forma parte del elemento de borde, y se debe de extender por dentro del alma un mínimo de 30 cm.

Los elementos de borde deben de estar confinados por estribos cerrados, en donde las ramas no se separen una distancia mayor a 35 cm.

El espaciamiento de estribos no debe de ser mayor a $10d_b$, la menor dimensión del elemento de borde, o 25 cm. [07]

Adicionalmente, la cuantía vertical mínima fuera de los elementos de confinamiento es de 0.0015, y no son necesarios estribos a menos que la cuantía vertical supere 0.01 [07].

Por otro lado, resulta razonable considerar que las placas deben de tener estribos de confinamiento en toda el alma si estas presentan cargas axiales importantes. En edificios muy altos y con paños grandes es posible que las placas actúen axialmente de manera similar a las columnas, por lo cual el uso de estribos de confinamiento a lo largo del elemento mejora su comportamiento en rotura. Una recomendación práctica consiste en colocar estribos en el alma si los esfuerzos axiales en servicio superan $0.25f_c$, o cuando la falla por flexocompresión se presenta cerca del valor balanceado.

7.2.2 Diseño por Corte

El diseño por corte es similar al enfoque visto para el caso de columnas, en donde la fuerza cortante última debe de ser menor a la resistencia nominal reducida. En el caso en el cual la resistencia del concreto no es capaz de tomar todas las solicitaciones, debe existir un refuerzo de acero capaz de suplir la demanda adicional de resistencia.

En el caso de elementos o pórticos que tomen más del 30% de la cortante basal sísmica, el RNE E.030 exige amplificar la fuerza de diseño por un factor de 1.25 [05]. Esta exigencia busca lograr diseños más conservadores en elementos cuya importancia sísmica es moderada o alta. Para muchos este requerimiento resulta ser excesivamente conservador, ya que aplica en casi todos los casos de edificaciones convencionales con tres o menos ejes de responsabilidad sísmica en cada dirección. Por ello es obviada con frecuencia, o considerada sólo en elementos cuya cortante basal sea mucho mayor al 30% indicado como criterio. Por otro lado, considerar este requerimiento también resulta contraintuitivo en el caso de muros o placas perimetrales ubicados entre edificaciones, cuyas dimensiones implican que jamás entrarán en el rango inelástico.

Ya que se desea que el elemento presente una falla por flexión y no por corte, la norma establece un factor de amplificación por capacidad. Este factor corresponde a M_n/M_{ua} , donde M_n es el momento nominal resistente del muro asociado con la carga P_u , y M_{ua} es el momento flector proveniente del análisis sísmico. Dicho factor de amplificación no necesita

ser mayor que el factor R de reducción sísmica, y solo se requiere dentro de la mayor altura entre los dos primeros pisos, la longitud de la placa, o en una altura igual a $\mu_u/4V_u$ [07].

Dado que el diseño se ve controlado por varias combinaciones distintas, y el factor de reducción Φ puede tomar valores de hasta 0.70, el factor de amplificación por capacidad puede ser considerablemente grande. En estos casos muchos utilizan a medida de salvaguarda una amplificación límite de 2.50, considerando arbitrariamente que este valor de sobrerresistencia es suficiente. En la práctica este límite controla en muchos casos el diseño, especialmente en placas con fuerzas axiales sísmicas importantes, o con secciones de asimetría marcada.

La resistencia reducida al corte de la placa es $\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$, en donde $\Phi V_n \leq 5\Phi V_c$. El límite de resistencia máxima tiene un origen empírico, y obedece a que se observó en ensayos que superado este límite, un incremento en el refuerzo no genera un incremento en la resistencia total del elemento [11].

La resistencia del concreto, siempre que la relación h_m/l_m sea mayor que 2, queda definida por $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$, en donde A_{cw} es el área bruta del alma de la placa. En casos en los cuales la placa se someta a tracción, la resistencia se ve reducida por un factor igual a $(1 - \nu_u/35A_g)$. Sin embargo, cuando las sollicitaciones de tracción son importantes, lo usual es despreciar completamente el aporte del concreto.

La resistencia del acero se calcula en función del refuerzo horizontal, según la expresión $V_s = A_v \times f_y \times d/s$. La cuantía horizontal por corte no puede ser menor a 0.0025, mientras que la cuantía de acero vertical por corte queda definida en función de la cuantía de acero horizontal según la expresión $\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - h_m/l_m) (\rho_h - 0.0025)$ [07]. Como se puede ver, esta expresión implica que en placas con una relación h_m/l_m mayor a 2.5 la cuantía vertical mínima será 0.0025.

Para los casos de placas con demandas bajas en los cuales $V_u < 0.5\Phi V_c$, vistos usualmente en elementos sobredimensionados o en niveles superiores, es posible reducir las cuantías mínimas a valores de 0.002 horizontal y 0.0015 vertical [07].

Los espaciamientos máximos para refuerzo distribuido tanto horizontal como vertical no deben ser mayores a 45 cm o 3 veces el espesor del muro. Asimismo, para refuerzo horizontal el espaciamiento no puede superar $l_m/5$, y para refuerzo vertical $l_m/3$ [07].

7.2.3. Diseño por Corte Fricción

En superficies de falla potenciales debe verificarse que el elemento no pueda presentar una falla por corte fricción. En estos casos el elemento no sufre una falla debido a tracción diagonal, sino que se genera el deslizamiento entre dos unidades de concreto [10]. En el caso de una edificación convencional estas superficies de falla potenciales se ubican en las juntas de vaciado que se producen entre el vaciado de losa y el vaciado de placas.

La capacidad resistente por corte fricción es definida por $V_n = (A_{vf} \times f_y + N_u) \mu$, donde:

A_{vf} es el área de refuerzo perpendicular que corta la superficie de falla,

N_u es la carga axial sostenida de compresión,

μ es el coeficiente de fricción, que para concretos convencionales y juntas limpias corresponde a un valor de 0.6.

La expresión anterior asume que en el plano de falla las dos caras en contacto presentan un mecanismo de trabazón, el cual genera la separación de las dos partes al suceder el deslizamiento entre ambas caras. Se considera entonces que el refuerzo perpendicular al plano, en conjunto con las cargas axiales sostenidas, impide la separación de ambos bloques en contacto, generando así una fuerza de fricción en la interface [10].

El comité del ACI318 considera que para esfuerzos generados por momentos flectores es razonable asumir que las compresiones de un extremo se compensan con las tracciones en el extremo opuesto. Sin embargo, si existen cargas netas de tracción, la parte del refuerzo que toma estas no debe ser considerado en los cálculos [11].

El RNE E.060 también indica un límite superior para la resistencia al corte fricción, ya que para valores mayores la expresión de diseño pierde correlación con los resultados experimentales existentes [10]. El límite queda definido por las siguientes expresiones:

$$V_n \leq 0.2 f_c \times A_{cw}, \text{ y}$$

$$V_n \leq 56 \times A_{cw}.$$

7.3 Ejemplo de Diseño

Diseño de Placa 1 (Eje 5)

Se presenta a continuación el diseño de la placa 1, ubicada en el cruce de los ejes 5 y B. Esta placa presenta solicitaciones sísmicas importantes de momentos flectores y fuerzas cortantes en ambas direcciones.

Análisis del Elemento: En el diseño del elemento se hace uso de las cargas axiales obtenidas en el metrado de cargas. Las fuerzas cortantes y momentos flectores son las obtenidas en el modelo sísmico con respecto al centroide de la sección. Ya que el pórtico que conforma el elemento toma aproximadamente 50% del corte basal de la estructura, se considera un incremento de 25% en la fuerza cortante obtenida en el modelo.

Para el sismo en la dirección Y-Y, se considera que el ala efectiva de la sección abarca la longitud total del ala. El ala considerada es de 2.94 m, que equivale aproximadamente a 20% de la altura total.

Para el sismo en la dirección X-X en donde la longitud de ala es mayor, es inadecuado considerar su totalidad como efectiva, ya que el principio de Navier no es válido.

Se presenta en la Imagen32 la distribución de esfuerzos axiales obtenida. Como se puede apreciar, la zona derecha correspondiente al alma posee la mayor concentración de esfuerzos y llega a valores de 90ton/m², mientras que en la zona opuesta se tienen esfuerzos del orden de 52 ton/m². Siguiendo el criterio del ACI318 se considera un ala efectiva de 3.75m, que corresponde a 0.25hm. Para este caso el porcentaje de fuerza axial que viaja por el ala efectiva es de 85% de la fuerza total.

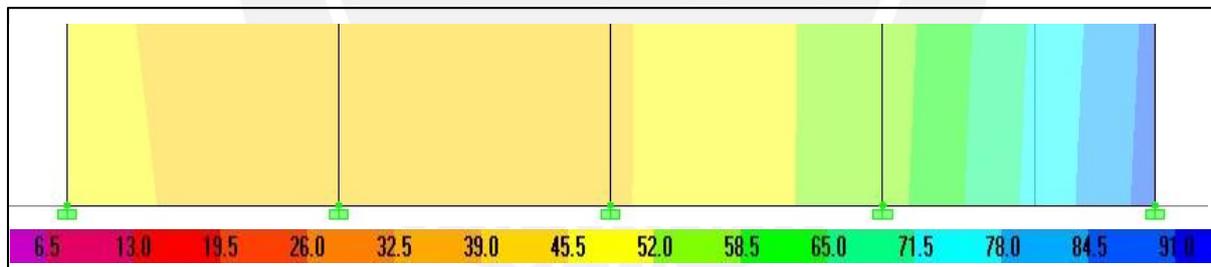


Imagen32 – Distribución de Esfuerzos Axiales en Ala de Placa 1

Teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas, se obtienen las cargas de análisis presentadas en la Tabla14.

Placa PL1 (Eje 5)								
COMB	1.25D+1.25	0.9D	SISMO XX			SISMO YY		
Piso	Pgu (ton)	Pgu (ton)	Max (ton.m)	Vax (ton)	Psx (ton)	May (ton.m)	Vay (ton)	Psy (ton)
Piso 4	44	21	59	28	3	34	29	15
Piso 3	103	44	191	61	5	140	74	42
Piso 2	162	66	380	83	15	332	105	70
Piso 1	222	89	609	90	22	587	117	92

Tabla14 – Solicitaciones de Diseño de Placa 1

Diseño por Flexocompresión: Para el análisis se consideran las siguientes geometrías:

Sismo X-X

$$lw = 2.94 \text{ m} \quad tw = 0.20 \text{ m}$$

$$bf = 3.75 \text{ m} \quad tf = 0.25 \text{ m}$$

Sismo Y-Y

$$lw = 4.75 \text{ m} \quad tw = 0.25 \text{ m}$$

$$bf = 2.94 \text{ m} \quad tf = 0.20 \text{ m}$$

Para el predimensionamiento de refuerzo se asume que la placa trabaja en flexión pura, con un brazo de palanca interno de 80% de su largo, y despreciando el refuerzo distribuido.

$$Mux = 609 \text{ ton.m}$$

$$Asx = 609 / (0.9 \times 4.2 \times 0.8 \times 2.94) = 68.50 \text{ cm}^2$$

$$Muy = 587 \text{ ton.m}$$

$$Asy = 587 / (0.9 \times 4.2 \times 0.8 \times 4.75) = 40.87 \text{ cm}^2$$

Se elige una sección con núcleos conformados por un núcleo de $10\Phi 1''$ en el extremo superior derecho, y dos núcleos de $4\Phi 1'' + 4\Phi 3/4''$ ubicados en la esquina superior izquierda y en el extremo inferior izquierdo. Los núcleos se consideran de 60 cm de longitud. El refuerzo distribuido se asume igual al mínimo refuerzo vertical por corte, correspondiente a una cuantía de 0.25%.

$$As = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocan $2\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Se verifica la exigencia de núcleos confinados, considerando conservadoramente valores de $\delta u/hm$ iguales a las máximas derivas encontradas en el análisis sísmico:

En la dirección X-X, considerando una deriva máxima de 4.0%, $c \leq 120 \text{ cm}$.

Para $Pu = 244 \text{ ton}$ el valor de c es de 121 cm ($\approx 120 \text{ cm}$).

En la dirección Y-Y, considerando una deriva máxima de 1.1%, $c \leq 717 \text{ cm}$

Para $Pu = 314 \text{ ton}$ el valor de c es de 192 cm ($\leq 717 \text{ cm}$).

Por lo tanto no se requiere de elementos de borde, y se considera en el diseño los núcleos previamente definidos.

Se presentan a continuación los diagramas de interacción de las secciones de placas definidas, construidas con el uso del programa Placas V1.3 del Ing. José Antonio Terry:

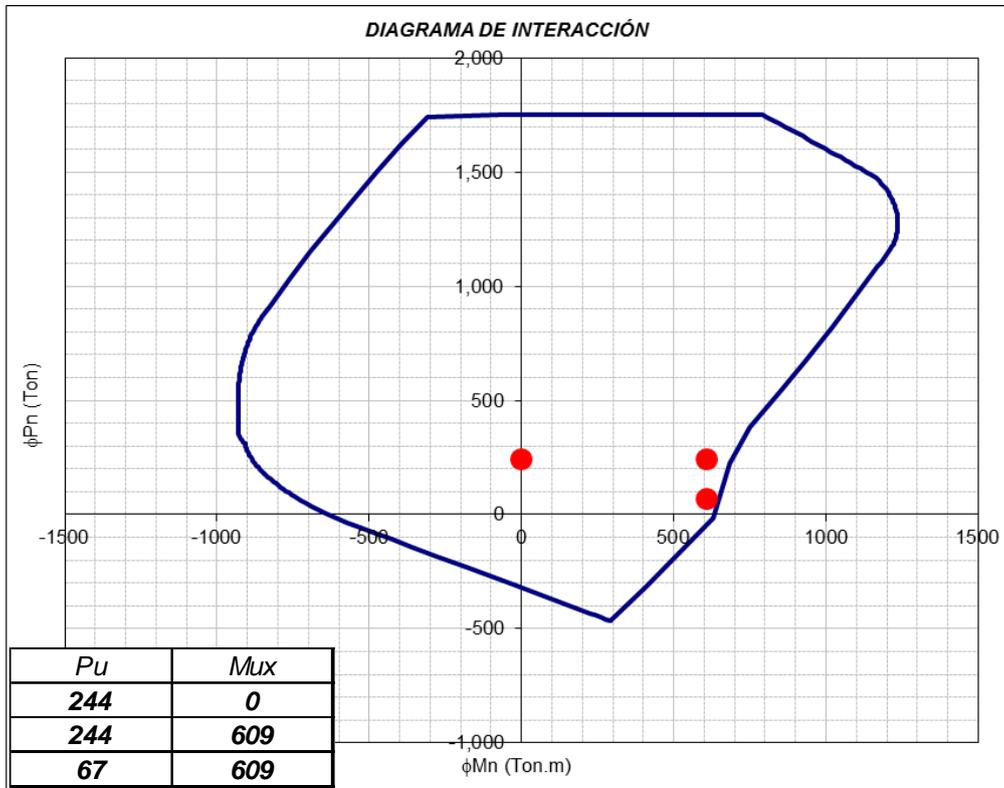


Imagen33 – Diagrama de Interacción de Placa 1 en Dirección X-X

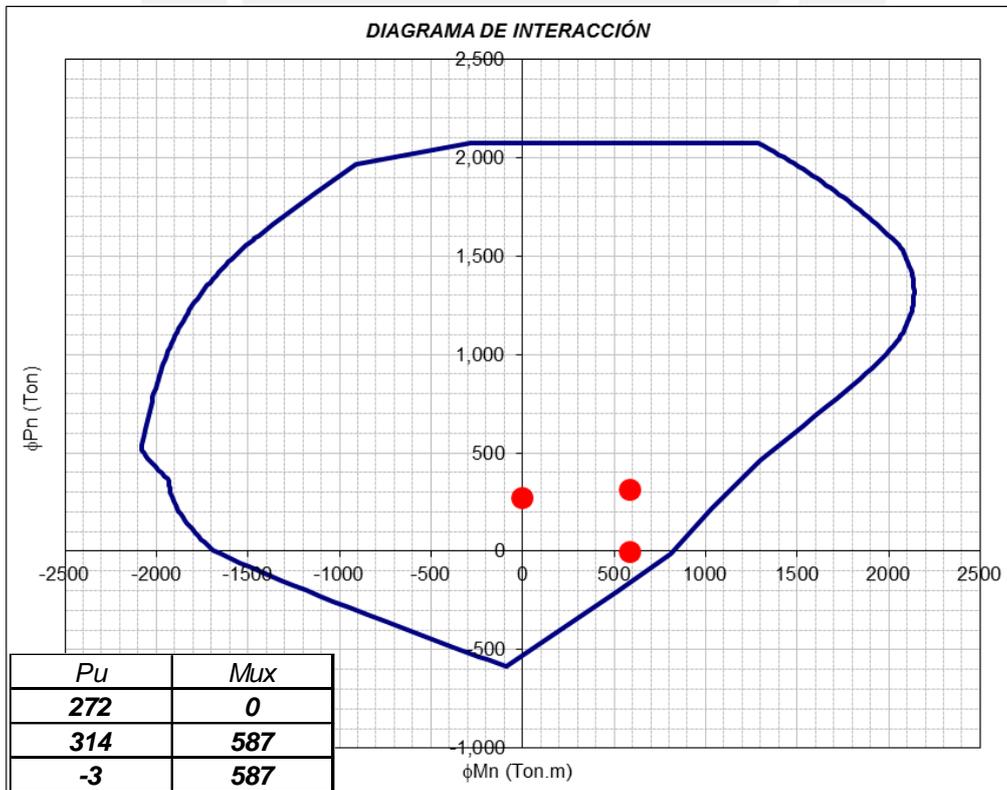


Imagen34 – Diagrama de Interacción de Placa 1 en Dirección Y-Y

El refuerzo de los núcleos se mantiene constante en los dos primeros niveles. En los dos últimos niveles el refuerzo en los núcleos del lado izquierdo se reduce a $8\Phi 3/4"$, mientras que el refuerzo del núcleo del lado derecho se reduce a $10\Phi 3/4"$. Con los núcleos considerados, la capacidad de las placas se encuentra muy por encima de las solicitaciones sísmicas, ya que estas se reducen drásticamente en los dos niveles superiores.

Diseño por Corte: En base a la capacidad de la placa definida en el diseño por flexocompresión se determina la fuerza cortante de diseño por capacidad, amplificando las fuerzas cortantes obtenidas en el análisis. Ya que las fuerzas cortantes son altas en comparación a los momentos, y que la longitud de la placa es relativamente baja, la amplificación solo se requiere en los dos primeros niveles.

En la dirección X-X se tiene que $M_n = 1191 \text{ ton.m}$. Se determina la fuerza de diseño:
 $V_u = 1266/609 \times 90 = 187 \text{ ton}$

En la dirección Y-Y se tiene que $M_n = 2751 \text{ ton.m}$. Considerando que la distribución de núcleos genera una sobre resistencia considerable, se considera una amplificación de 2.5:
 $V_u = 2.5 \times 117 = 292 \text{ ton}$

Se debe notar que es necesario realizar un diseño por flexocompresión razonablemente ajustado, pues de lo contrario se dificulta el diseño de corte por capacidad. Sin embargo, en muchos casos es imposible tener un diseño que se ajuste a todas las combinaciones de carga. Esto se debe a la existencia de fuerzas axiales sísmicas importantes, a la asimetría pronunciada del elemento, o a la diferencia entre el acero requerido debido a las acciones en una dirección y la otra.

Se determina el refuerzo horizontal necesario en base a las fuerzas cortantes halladas. El cambio de refuerzo se realiza en el tercer piso, buscando mantener orden en el diseño:

Para el sismo en la dirección X-X:

$$V_u = 187 \text{ ton (piso 1)}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 294/1000 = 38.39 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{n\max} = 5 \times 38.39 = 191.93 \text{ ton } (> 187 \text{ ton})$$

$$\text{Considerando refuerzo de } 2\Phi 1/2" @ 20 \text{ cm, } \Phi V_s = 134.34 \text{ ton}$$

$$\Phi V_n = 173 \text{ ton} \approx 187 \text{ ton}$$

Se utiliza el refuerzo horizontal propuesto (déficit de 7.49%), teniendo en consideración que la combinación de carga crítica posee una fuerza axial de 249 ton, que implica un incremento en la resistencia al corte que no fue considerada.

Se verifica la capacidad por corte fricción, considerando un área de acero $A_{vf} = 102 \text{ cm}^2$

$$\Phi V_n < 0.85 \times 0.2 \times 210 \times 294 \times 20/1000 = 247 \text{ ton}$$

$$\Phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 102 \times 4.2 = 219 \text{ ton } (> 187 \text{ ton})$$

$V_u = 61 \text{ ton}$ (piso 3)

El refuerzo mínimo es de $2\Phi 3/8"@25 \text{ cm}$.

Considerando refuerzo de $2\Phi 3/8"@20 \text{ cm}$, $\Phi V_s = 73.47 \text{ ton}$

$$\Phi V_n = 112 \text{ ton } \gg 61 \text{ ton}$$

Se utiliza el refuerzo horizontal propuesto de manera de que se tenga un refuerzo ordenado, pues el espaciamiento elegido coincide con el refuerzo mínimo del segmento de placa con espesor 25 cm.

Para el sismo en la dirección Y-Y:

$V_u = 292 \text{ ton}$ (piso 1)

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210 \times 25 \times 475} / 1000 = 77.52 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{n\max} = 5 \times 77.52 = 387.62 \text{ ton } (> 292 \text{ ton})$$

Considerando refuerzo de $2\Phi 1/2"@20 \text{ cm}$, $\Phi V_s = 216.21 \text{ ton}$

$$\Phi V_n = 294 \text{ ton } > 292 \text{ ton}$$

Se utiliza el refuerzo horizontal propuesto (superávit de 0.68%). No se ha considerado el efecto de la tracción axial, ya que esta no es de magnitud importante.

Se verifica la capacidad por corte fricción, considerando un área de acero $A_{vf} = 87.66 \text{ cm}^2$.

Para determinar el área de acero efectiva en corte fricción se desprecia el área que trabaja en tracción pura con $N_u = 3 \text{ ton}$.

$$A_{vf} = 87.66 - 3/(0.9 \times 4.2) = 86.86 \text{ cm}^2$$

$$\Phi V_n < 0.85 \times 0.2 \times 210 \times 475 \times 25/1000 = 424 \text{ ton}$$

$$\Phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 87 \times 4.2 = 186 \text{ ton } (< 248 \text{ ton})$$

Se considera un factor $\mu = 1$, correspondiente a una superficie intencionalmente rugosa:

$$\Phi V_n = 0.85 \times 1.0 \times 87 \times 4.2 = 311 \text{ ton } (> 248 \text{ ton})$$

La capacidad ante corte fricción de la sección es suficiente. Sin embargo, ya que fue utilizado un factor de fricción de 1.0, es necesario indicar en los planos que se requiere de una superficie intencionalmente rugosa entre el vaciado de la losa y el vaciado de la placa en los dos primeros pisos.

$V_u = 74 \text{ ton}$ (piso 3)

El refuerzo mínimo es de $2\Phi 3/8"@20 \text{ cm}$, $\Phi V_s = 118.70 \text{ ton}$

$$\Phi V_n = 196 \text{ ton } \gg 74 \text{ ton. Se utiliza el refuerzo horizontal mínimo.}$$

8. DISEÑO DE CIMENTACIONES

8.1 Introducción

La cimentación transmite las cargas de gravedad y sísmicas al terreno, distribuyendo las mismas de manera tal que el suelo sea capaz de portar a la estructura sin fallar por corte o presentar asentamientos que puedan generar problemas en la edificación.

La cimentación de la estructura en análisis se encuentra conformada por zapatas aisladas para el caso de las columnas, y por zapatas conectadas por una viga de cimentación en el caso de las placas. El diseño es realizado bajo los lineamientos de los RNE E.050 Cimentaciones y E.060 Concreto Armado. La primera permite definir las dimensiones requeridas en las zapatas para garantizar un correcto comportamiento del suelo, mientras que la segunda brinda los criterios para el diseño de las zapatas vistas como elementos estructurales de concreto armado.

La profundidad mínima de cimentación es de 1.50 m, en base a las recomendaciones indicadas en el estudio de suelos. En base a este estudio se considera un suelo capaz de soportar una carga distribuida de 40 ton/m², que al ser de naturaleza granular implica una falla debida a asentamientos excesivos.

8.2 Conceptos de Diseño

8.2.1 Dimensionamiento por Capacidad del Terreno

Las dimensiones de las zapatas se definen inicialmente en base a un predimensionamiento según las cargas axiales de gravedad. Luego, se verifica si dichas dimensiones son adecuadas considerando las cargas verticales en conjunto con los momentos existentes.

El dimensionado de las zapatas se realiza en función a cargas en servicio, ya que la capacidad del terreno ya considera un factor de seguridad de 3.0. Ya que el análisis sísmico realizado según los criterios del RNE E.030 obtiene solicitaciones en estado último, estas se reducen por el factor de amplificación 1.25 [05].

Una expresión comúnmente utilizada para el predimensionamiento de las cimentaciones es: $A = 1.10 \times (CM + CV)/(0.85 \times q_a)$, en donde las cargas en servicio se incrementan 10% considerando el peso propio de la zapata, del terreno, y las cargas sobre ella. La capacidad

portante del terreno “qa” se reduce en 15%, considerando la existencia de excentricidad por momentos flectores provenientes de cargas de gravedad o cargas sísmicas [04].

Al verificar el predimensionamiento de la zapata se determinan los esfuerzos existentes en el suelo, considerando una distribución uniforme según el criterio de Meyerhoff, a partir de la carga aplicada y la excentricidad de la misma.

$\sigma = P/(B - 2ex)(L - 2ey)$, donde:

$ex = P/Mx$ es la excentricidad en x,

$ey = P/My$ es la excentricidad en y.

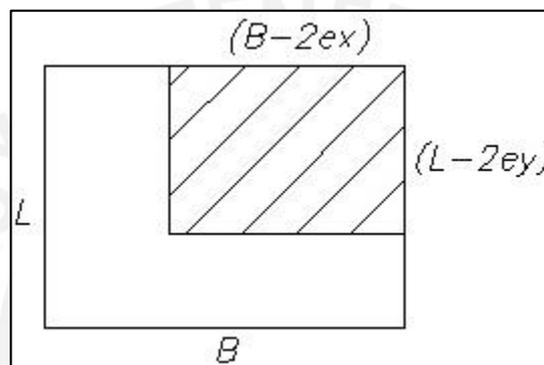


Imagen35 – Área Efectiva de Cimentación Según Criterio de Meyerhoff [09]

Contrario al criterio de Meyerhoff, algunos ingenieros consideran una distribución de presiones triangular, idealizando el comportamiento del suelo como el de una cama de resortes. Esta asunción, también válida, tiende a generar resultados más conservadores. Ya que el estudio de suelos considera una distribución uniforme al hallar la presión admisible del terreno, es coherente dimensionar las zapatas siguiendo el principio de Meyerhoff. Sin embargo, la experiencia indica que ambos métodos originan diseños con un comportamiento competente.

8.2.2 Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión de las cimentaciones se hacen uso de los mismos criterios vistos en el caso de las vigas y losas. Para zapatas aisladas, estas trabajan como elementos en voladizo donde actúan sobre ellas las reacciones del terreno debido a las cargas amplificadas, descontando el peso propio de la cimentación y del terreno.

Una forma sencilla de estimar las presiones que ejerce el suelo sobre la cimentación es utilizar la presión admisible del suelo amplificada por un factor de 1.5. Esto corresponde a

un ponderado entre las amplificaciones para las cargas vivas y cargas muertas, y brinda valores razonables siempre que la zapata no se encuentre excesivamente sobredimensionada. Por otro lado, para suelos de capacidades elevadas como el cascajo limeño, y peraltes convencionales de zapatas, el efecto del peso propio y peso del terreno puede ser despreciado.

El refuerzo mínimo de las zapatas corresponde a una cuantía de 0.18%, similar a la utilizada en el caso de losas macizas, pero no requiere ser mayor a 1.33 veces el acero requerido por cálculo. Adicionalmente, el RNE E.060 indica, para zapatas rectangulares, que parte del refuerzo en la dirección corta debe concentrarse en una franja de columna igual a la menor dimensión, pues se presentan allí mayores solicitaciones. La proporción de refuerzo en la zona central es definida por la siguiente expresión:

$$y_s = 2/(L/B + 1) \quad [07]$$

Por homogeneidad en el diseño, es usual que el refuerzo determinado para la franja central sea el utilizado a lo largo de toda la zapata. Esto es equivalente a amplificar el área de acero requerida en la dirección corta por el factor $G_s = y_s \times L/B$.

Finalmente, en caso se demuestre que la zapata posee zonas en las cuales se separa del terreno, debe de colocarse refuerzo superior capaz de tomar los momentos generados [07]. El momento negativo puede considerarse como el ocasionado por el peso propio de la zapata más el peso del terreno sobre la misma.

8.2.3 Diseño por Corte

El diseño por corte es similar al visto para el caso de losas macizas. Ya que no existe refuerzo por corte en las cimentaciones, se debe dimensionar el peralte de las mismas de manera que el concreto sea capaz para tomar todas las fuerzas cortantes. Asimismo, la fuerza cortante considerada es la obtenida a una distancia “d” de la cara del apoyo, y se considera la misma carga vista en el caso de flexión.

8.2.4 Diseño por Punzonamiento

Adicional al diseño por corte en una dirección, es necesario garantizar que la zapata es capaz de soportar efectos de corte bidireccionales, en los casos donde no existen vigas. La falla por punzonamiento se presenta como una falla por corte, en la cual la sección crítica se encuentra alrededor de la columna [10]. El RNE E.060 considera el diseño por punzonamiento en una superficie crítica a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

La fuerza cortante considerada puede estimarse como la fuerza última que llega por la columna, menos la reacción del terreno en el área dentro del perímetro de falla por punzonamiento.

La resistencia de la zapata por punzonamiento es definida por la menor de las siguientes expresiones:

$\Phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times d \times b_o$, donde b_o es el perímetro crítico de falla;

$\Phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times (2 + 4B/L) \times \sqrt{f_c} \times d \times b_o$;

$\Phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times (2 + \alpha \times d/b_o) \times \sqrt{f_c} \times d \times b_o$; donde α es un parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para columnas laterales, y 20 para columnas esquineras. [10]

Para zapatas convencionales la primera de las expresiones controla el diseño. La segunda expresión cobra importancia para casos en los cuales una dimensión es considerablemente mayor al doble de la otra. Por otro lado, la tercera solo aplica en casos en los cuales las dimensiones de la columna son mayores al triple o cuádruple del peralte de la zapata.

Finalmente, la práctica demuestra que en zapatas convencionales, donde el valor de K_u es menor que 10, la condición crítica de diseño no es el punzonamiento sino el corte en una dirección. Por ello este valor es usualmente tomado como referencia para el dimensionamiento del peralte de una zapata.

8.3 Ejemplos de Diseño

Diseño de Cimentación de la Columna B13

Se presenta el diseño de la cimentación de la columna B13. Este es regido por cargas de gravedad, y debido a la ausencia de límites de propiedad y edificaciones vecinas se utiliza una solución de zapata aislada concéntrica.

Análisis del Elemento: En el diseño del elemento se utilizan las cargas axiales obtenidas en el metrado desarrollado, mientras que los momentos flectores son los obtenidos durante el análisis del pórtico de la columna. Se tienen entonces las siguientes cargas:

Zapata B13		
Pserv (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
132	0	7

Tabla15 – Solicitaciones de Diseño en Servicio para Zapata de Columna B13

Dimensionamiento por Capacidad del Terreno: Se estima el área requerida por la zapata considerando una presión admisible en el terreno de 40 ton/m².

$$A = 1.1 \times 132 / (0.85 \times 40) = 4.28 \text{ m}^2$$

Ya que la columna B13 es de 30x60 m, se supone una zapata de 2.00x2.30 m, manteniendo volados iguales en todas direcciones. Esto permite obtener refuerzo similar en ambos sentidos, y logra un diseño más homogéneo y optimizado.

Se verifica si el área determinada es adecuada considerando los momentos en la dirección Y-Y, y asumiendo un peso propio equivalente a una zapata de 60cm de peralte. Además del peso de la zapata, se considera el peso del terreno sobre la misma, pavimento, acabados y sobrecarga.

$$\sigma = (132 + 16) / (2)(2.3 - 2 \times 0.05) = 33.64 \text{ ton/m}^2$$

Se mantienen las dimensiones escogidas.

El peso de la zapata más los elementos sobre la misma es de 16 ton, o aproximadamente 12% de la carga que transmite la columna. Esto verifica que el 10% de carga adicional considerado en el predimensionamiento es adecuado para casos convencionales. En la práctica muchos simplifican la verificación de los esfuerzos sobre el terreno manteniendo el factor de 1.1, y despreciando los pesos propios.

Diseño por Flexión: Se considera una carga uniforme última de 60 ton/m², producto de amplificar por 1.5 la capacidad del terreno. Es posible un análisis más detallado utilizando la presión máxima sobre el terreno, y descontando a este el peso sobre la zapata y propio.

$$M_u = 60 \times 0.85^2 / 2 = 21.68 \approx 22 \text{ ton.m}$$

$$d = 50 \text{ cm (h - 10)} \quad K_u = 8.80$$

$$A_{s+} = 11.98 \text{ cm}^2$$

Se coloca $\Phi 5/8'' @ 15 \text{ cm}$ (13.33 cm²) en la dirección larga.

$$A_{s+} = 11.98 \times 2.3 / 2 = 13.77 \text{ cm}^2 \approx 13.33 \text{ cm}^2$$

Se coloca $\Phi 5/8'' @ 15 \text{ cm}$ (13.33 cm²) en la dirección corta

Diseño por Corte: El diseño por corte considera la misma carga última utilizada en el diseño por flexión. Se verifica si el peralte de 60cm elegido es capaz de tomar las fuerzas cortantes reducidas a una distancia "d" de la cara de la columna.

$$Vu@d = 60 \times 0.35 = 21 \text{ ton}$$

$$\Phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 50/1000 = 32.64 \text{ ton } (> 21 \text{ ton})$$

Se verifica que el peralte elegido es adecuado por corte.

Diseño por Punzonamiento: Se considera una reacción del suelo de 50 ton/m², pues sobreestimar la misma implica un diseño menos conservador. Esta se determina a partir de los esfuerzos obtenidos por cálculo y no a partir de la capacidad resistente del suelo. El peso propio de la zapata y el peso de los elementos sobre la misma, correspondientes al área encerrada por la sección crítica de falla son despreciados.

$$Ao = 0.80 \times 1.10 = 0.88 \text{ m}^2$$

$$bo = 2 \times 0.80 + 2 \times 1.10 = 3.80 \text{ m}$$

$$Vu = 199 - 0.88 \times 50 = 155 \text{ ton}$$

$$\Phi Vc = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 380 \times 50/1000 = 248 \text{ ton } (<< 155 \text{ ton})$$

Se verifica que el peralte elegido es adecuado por punzonamiento.

Existe una sobrerresistencia por punzonamiento tan elevada, que despreciar el peso propio y cargas sobre la zapata dentro del área de sección crítica no afecta el resultado obtenido. La considerable holgura por punzonamiento es coherente con el valor $Ku = 8.8$ de la zapata, que evidencia innecesaria la verificación por punzonamiento realizada.

Diseño de Cimentación de las Placas 1 y 2 (Eje 5)

Se presenta el diseño de la cimentación de las placas 1 y 2 ubicadas en el eje 5, el cual es regido por cargas sísmicas. Las placas se encuentran integradas mediante una viga de cimentación cuyo diseño se presenta en los anexos de la presente tesis.

Análisis del Elemento: Se utilizan las fuerzas axiales obtenidas en el metrado de cargas. Los momentos flectores provienen del análisis sísmico, y son reducidos por un factor de 1.25 para ser considerados en servicio. Se tienen entonces las siguientes cargas:

Zapata PL1 y PL2 (Eje 5)					
	1.0D+1.0L	SISMO XX (servicio)		SISMO YY (servicio)	
Elemento	Pg (ton)	Max (ton.m)	Psx (ton)	May (ton.m)	Psy (ton)
PL1 y PL2	290	982	32	1298	0
PL1	178	-	-	470	74
PL2	113	-	-	316	74

Tabla16 – Solicitaciones de Diseño en Servicio para Zapata de Placas 1 y 2

Dimensionamiento por Capacidad del Terreno: No es posible hacer uso de la expresión típica para predimensionamiento de zapatas, ya que los momentos flectores son importantes. Considerando una presión admisible de 40 ton/m^2 , ya que no es posible reducir el factor de seguridad en suelos granulares, el área en contacto con el terreno requerida es:

$$A = 290/48 = 6.04 \text{ m}^2$$

Es posible determinar mediante tanteos cuales son las dimensiones requeridas por la zapata debido a momentos sísmicos, considerando que las excentricidades son aproximadamente $e_x = 982/290 = 3.39 \text{ m}$, y $e_y = 1298/290 = 4.48 \text{ m}$. La geometría de la cimentación busca tener áreas concentradas en los extremos, capaces de tomar los momentos sísmicos en la dirección X-X, y ubicados en donde se esperan las reacciones del terreno para el caso del sismo en la dirección Y-Y.

Debido a la importante excentricidad con la que se cuenta, las dimensiones necesarias de zapata son muy grandes. Es posible disminuir la excentricidad mediante el uso de vigas de cimentación que conecten las placas con otros elementos. También es posible incrementar la profundidad y peralte de la zapata, de manera que la carga axial incremente.

En el presente caso, una solución de zapatas conectadas mediante vigas de cimentación es complicada, ya que las dimensiones de viga necesarias son muy elevadas, y ello implica solicitaciones desproporcionadas para las columnas conectadas.

Lo razonable es utilizar una solución intermedia entre la primera y tercera opción, en donde se opta por dimensiones en planta importantes y un peralte coherente con los volados generados, que además reduce la excentricidad gracias a su peso propio.

Se toma una zapata con 12.30 m de longitud en la dirección Y-Y, y con áreas concentradas en cada extremo de 6.00 m de ancho en la dirección X-X que abarcan un largo de 3.20 m . Las zonas de extremos son centradas con respecto al centro de reducción de las cargas de gravedad, ubicado a 75 cm del alma paralela al eje 5. Se asume un peralte de 1.20 m . La geometría descrita puede apreciarse en la Imagen36.

Se verifican los esfuerzos en el terreno para el caso de sismo en la dirección X-X. Se considera que cada extremo toma la mitad de los momentos sísmicos y cargas de gravedad. El peso propio y peso del terreno para cada zona de $3.20 \times 6.00 \text{ m}$ es de 90 ton .

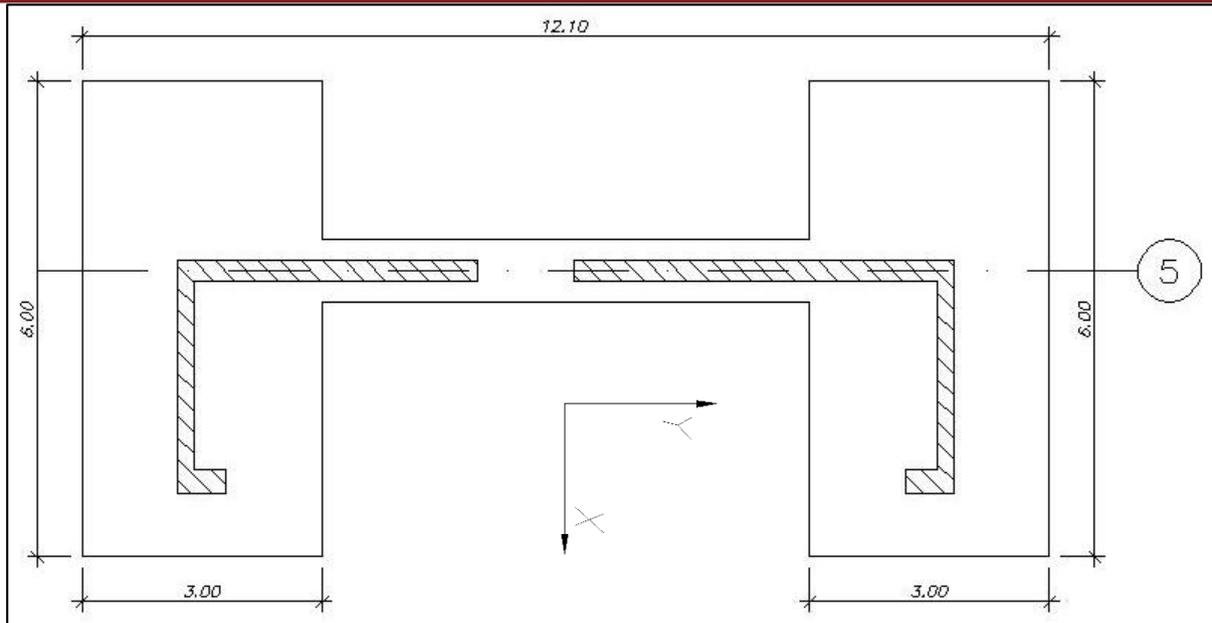


Imagen36 – Forma de Cimentación de Placas 1 y 2 (Eje 5)

$$e_x = 491 / (145 + 90) = 2.08 \text{ m}$$

$$\sigma_x = (145 + 90) / (3.2)(6 - 2 \times 2.08) = 39.91 \text{ ton/m}^2 (< 40 \text{ ton/m}^2)$$

Las dimensiones tomadas son adecuadas para el sismo en la dirección X-X.

Se verifican los esfuerzos para el caso de sismo en la dirección Y-Y. Considerando un peso de zapata más suelo de 203 ton, la excentricidad en Y-Y es:

$$e_y = 1298 / (290 + 203) = 2.63 \text{ m}$$

La excentricidad obtenida implica que la carga en el terreno es aplicada a 3.38 m del borde de la zapata. Para la verificación de presiones sobre el terreno se considera conservadoramente que las reacciones del terreno sobre la zapata solo surgen en el área de 3.20x6.00 m de extremo y son uniformes. Los esfuerzos reales son menores, ya que el terreno ubicado bajo la parte angosta y parte del ubicado sobre el extremo opuesto también presentarán presiones del terreno.

$$\sigma = (290 + 203) / (6 \times 3.2) = 25.68 \text{ ton/m}^2 (<< 48 \text{ ton/m}^2)$$

Las dimensiones tomadas son adecuadas para el sismo en la dirección Y-Y.

Ya que la estabilidad de la estructura en la dirección Y-Y depende principalmente de las placas ubicadas en cada extremo, se verifica el factor de seguridad ante volteo.

$$FS_v = (6.15 \times 487)/1298 = 2.31$$

El factor de seguridad obtenido es adecuado, considerando que este corresponde al caso sísmico y es mayor que 1.25. No se verifican condiciones de deslizamiento, pues para este tipo de inestabilidad la zapata debe deslizarse en conjunto con las dos placas, superando las fuerzas de fricción y de empuje pasivo.

El ancho mínimo de la parte angosta queda definido por el caso de gravedad. La carga por metro lineal de placa se estima como la carga entre el largo total de cimiento.

$$w = 325/12.3 = 26.42 \text{ ton/m}$$

$$B = 26.42/40 = 66 \text{ cm.}$$

Se utiliza un ancho de 80cm en la zona angosta.

Diseño por Flexión: Se considera una carga uniforme última de 50 ton/m². Esta se estima amplificando por un valor de 1.25 la capacidad portante del terreno, y sin descontar el peso propio de la zapata y del terreno sobre la misma.

$$M_u = 50 \times 2.27^2/2 = 128.82 \approx 129 \text{ ton.m}$$

$$d = 110 \text{ cm (h - 10)} \quad K_u = 10.70$$

$$A_{s+} = 32.13 \text{ cm}^2$$

Se coloca $\Phi 1'' @ 15\text{cm}$ (34.00 cm²) en la dirección del volado en X-X.

$$M_u = 50 \times 1.70^2/2 = 72.25 \approx 72 \text{ ton.m}$$

$$d = 110 \text{ cm (h - 10)} \quad K_u = 6.00$$

$$A_{s+} = 17.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 \times 100 \times 110 = 19.80 \text{ cm}^2$$

Se coloca $\Phi 1'' @ 20\text{ cm}$ (20.40 cm²) en la dirección del volado en Y-Y.

Ya que los momentos son de magnitudes considerables a comparación de las cargas verticales, es posible que la zapata se levante del suelo en el extremo en tracción. Se analiza el requerimiento de refuerzo superior en las áreas rectangulares de zapata de 3.20x6.00 m. Se verifica la existencia de levantamiento de la zapata para el sismo en dirección X-X. Se toma en cuenta el extremo de 3.20x6.00 m, cuya área es 19.20 m².

$$ot = (145 + 90)/19.20 - 6 \times 491/(3.2 \times 6^2) = 12.24 - 25.57 \text{ ton.m}^2 \text{ (los esfuerzos de tracción superan a los esfuerzos de compresión).}$$

Ya que el suelo no puede someterse a cargas de tracción, la zapata se levanta en un extremo. Se considera como caso crítico un momento negativo correspondiente a al peso propio de la zapata, más el peso de suelo, sobrecarga, pavimento y acabados sobre la misma. Esta carga es de aproximadamente 8 ton/m² en condiciones últimas.

$$M_u = 8 \times 2.27^2 / 2 = 20.61 \approx 21 \text{ ton.m}$$

$$d = 110 \text{ cm (h - 10)} \quad K_u = 1.70$$

$$A_{s+} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 110 = 19.80 \text{ cm}^2 \text{ (considerando refuerzo superior e inferior)}$$

Se coloca $\Phi 3/4" @ 15 \text{ cm}$ (18.93 cm²) en la dirección del volado mayor, y $\Phi 3/4" @ 20 \text{ cm}$ (14.20 cm²) en la dirección del volado menor.

El refuerzo superior colocado es mayor al requerido por cálculo, y obedece una distribución de refuerzo coherente con el refuerzo inferior. Asimismo, se utilizan barras de $\Phi 3/4"$, cuyo calibre va acorde con las dimensiones importantes del elemento en el que se encuentran.

En la zona angosta, en donde el volado es mucho menor que el peralte, el refuerzo requerido resulta despreciable. Sin embargo, se coloca perpendicularmente refuerzo de $\Phi 5/8" @ 20 \text{ cm}$, para control de fisuras en la dirección del volado. Resultar innecesario colocar refuerzo de mayor calibre, que además es incapaz de anclar en tan poca longitud.

Diseño por Corte: Se determina con la misma carga última considerada en el diseño por flexión. Se verifica si el peralte de 120 cm que posee la zapata es capaz de tomar la fuerza cortante crítica correspondiente al volado de 2.27 m. La fuerza de diseño es reducida a una distancia "d" de la cara.

$$V_u@d = 50 \times 1.17 = 59 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 / 1000 = 71.81 \text{ ton (> 59 ton)}$$

Se verifica que el peralte elegido es adecuado por corte.

Diseño por Punzonamiento: Dada la geometría del elemento el diseño por punzonamiento es innecesario, ya que el caso crítico es la falla por corte en una sola dirección.

Diseño de Viga de Cimentación de Placas 1 y 2

Se presenta a continuación el diseño de la viga de cimentación que conecta las placas 1 y 2 ubicadas en el eje 5.

Ya que se tiene una zapata que conecta dos placas independientes, es necesaria una viga de cimentación que garantice el correcto trabajo en conjunto de los elementos. El caso crítico se presenta durante el sismo en la dirección Y-Y, cuando un extremo se levanta mientras que el extremo opuesto transmite las cargas al terreno.

La viga de cimentación necesita ser un elemento rígido a comparación de la zapata, de manera que el conjunto se comporte como una unidad. En vista de que la cimentación tiene un peralte de 1.20 m, se elige una viga de cimentación de 2.00 m de peralte.

El diagrama de cuerpo libre del conjunto que conforma la viga de cimentación, la zapata y las placas 1 y 2, que corresponde al caso crítico sísmico puede apreciarse en la Imagen37.

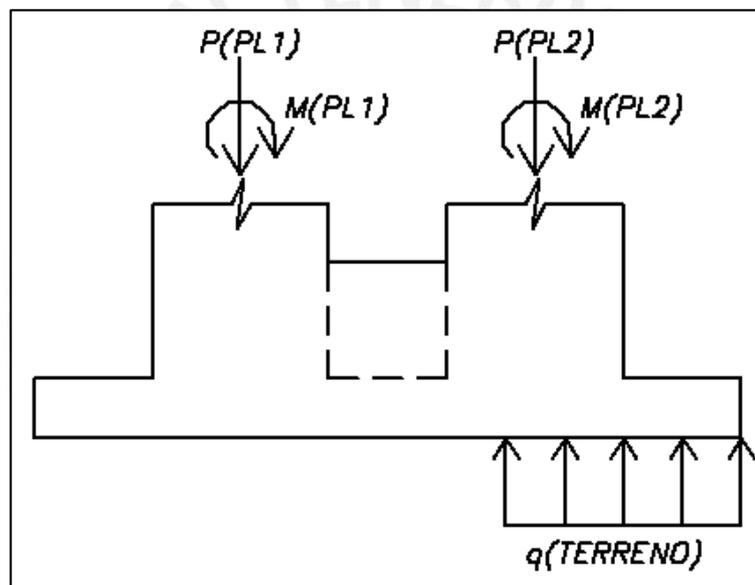


Imagen37 – Esquema de Sistema de Viga de Cimentación de Placas 1 y 2
(no se muestran las fuerzas cortantes)

Para el caso de momento flector crítico en la viga de cimentación, esta puede idealizarse como un elemento en voladizo, que recibe en el extremo un momento flector proveniente de la placa 1. De manera conservadora se desprecia el efecto que tiene la resultante de carga axial de esta placa. Las cargas y momentos flexores provenientes de la placa 2 se transmiten directamente hacia el terreno a través de la zapata, y se considera que no generan sollicitaciones sobre la viga de cimentación. La idealización hecha corresponde a una viga sometida a momentos flexores positivos constantes, sin fuerzas de corte. El esquema idealizado antes descrito se presenta en la Imagen38.

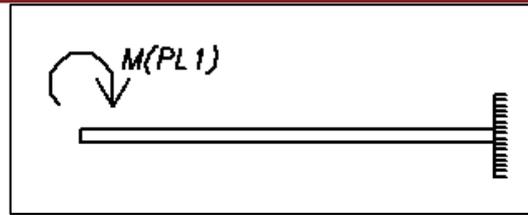


Imagen38 – Idealización de Viga de Cimentación para Momentos Flectores

$$M_u = 470 \times 1.25 = 588 \text{ ton.m}$$

$$d = 185 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$A_s = 99.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 185 \times 40 \times 0.016 = 118.40 \text{ cm}^2$$

Se colocan 15 Φ 1" inferiores, adicionales al refuerzo existente en la zapata, repartidos en 3 capas de refuerzo.

Se colocarán 8 Φ 1" superiores, correspondientes a un tercio del área de acero colocado en la capa inferior. Por otro lado, debido al gran peralte del elemento, se coloca refuerzo en las caras laterales de Φ 1/2"@30 cm, con la finalidad de controlar la profundidad de las fisuras generadas por flexión.

Para el caso de fuerza cortante crítica, se idealiza la viga de cimentación de manera similar que en el caso de momento flector crítico. Sin embargo, sí se considera en el extremo en voladizo una carga axial correspondiente a la carga de gravedad menos a la carga sísmica. De esta manera se estima conservadoramente que el elemento se somete a una fuerza cortante constante en toda su longitud. Se presenta en la Imagen39 el esquema idealizado antes descrito.

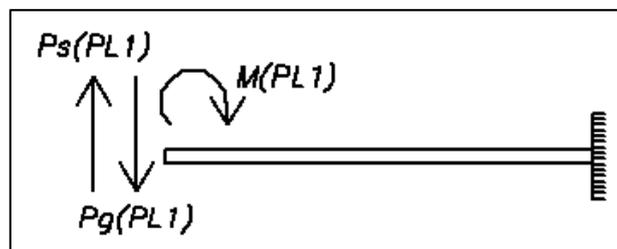


Imagen39 – Idealización de Viga de Cimentación para Fuerzas Cortantes

$$V_u = (178 + 90 - 74) \times 1.25 = 243 \text{ ton}$$

$$A_v = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 190 / 1000 = 49.62 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{nmax} = 5 \times 49.62 = 248.10 \text{ ton } (> 243 \text{ ton})$$

El espaciamiento máximo de estribos de la viga de cimentación debe cumplir con las exigencias de confinamiento para vigas de conexión, ya que el elemento en análisis trabaja como elemento de conexión entre dos placas. Sin embargo, al ser el considerable el peralte del elemento, estos límites de espaciamiento no controlan el diseño. El espaciamiento de estribos se determina según las necesidades de capacidad requeridas.

2□1/2"@15 cm	ΦVs = 233.34 ton	ΦVn = 282.95 ton
2□1/2"@20 cm	ΦVs = 175.00 ton	ΦVn = 224.62 ton
2□1/2"@25 cm	ΦVs = 140.00 ton	ΦVn = 189.62 ton

Se colocan: 2□1/2"Φ: 1@05; R@20.

Se especifica una distribución de estribos distanciados 20 cm, pese a implicar un déficit de 8% de resistencia. Esto se acepta pues el modelo considerado es conservador, ya que las reacciones del terreno se encuentran parcialmente ubicadas bajo la zona de la zapata correspondiente a la placa que se considera es levantada. Esto implica que el corte transmitido a través de la viga de cimentación es menor al supuesto, ya que parte de las cargas se transmiten directamente al terreno bajo la zona en el extremo considerado en voladizo.

De obtenerse una distribución de estribos exagerada, mayor al refuerzo máximo, es posible realizar un análisis de elementos finitos, en donde el conjunto de zapata y viga de cimentación se encuentra apoyado sobre una cama de resortes que trabajan únicamente en compresión.

El modelo antes mencionado es una forma compleja de estimar el comportamiento de la estructura, y asume que el suelo se comporta de manera elástica. Sin embargo, realmente el suelo presenta un comportamiento lejano al elástico lineal, y el Módulo de Balasto que idealiza la elasticidad del suelo posee una gran incertidumbre inherente. Por ello, de realizar un modelo complejo como el antes descrito, es lógico que los resultados obtenidos se utilicen de manera conservadora, y se complementen con el criterio del diseñador.

9. DISEÑO DE TABIQUES

9.1 Introducción

Existen dos tipos de muros de albañilería no estructural. El primer tipo consiste en aquellos muros que se encuentran integrados con la estructura, mientras que el segundo consiste en aquellos independizados de la misma. La condición que rige el diseño de ambos tipos de muros es el de cargas sísmicas perpendiculares al plano. En esta condición, mientras que el diseño de la albañilería interior es básicamente el mismo para ambos casos, las condiciones de elementos de confinamiento son distintas.

Para muros integrados a la estructura, se tienen columnas de confinamiento intermedias entre los elementos estructurales de la propia edificación. Dichas columnas de confinamiento se encuentran apoyadas en su parte superior e inferior por las vigas o losas de entrepiso, y toman cargas perpendiculares a su plano que son transmitidas por la albañilería. Por otro lado, los muros independizados tienen columnas de confinamiento y vigas soleras, que reciben las cargas perpendiculares transmitidas por el paño interior, y que en conjunto trabajan en voladizo.

9.2 Diseño de Tabiques Integrados a la Estructura

La tabiquería se considera como un elemento no estructural, cuyo diseño se rige por los criterios indicados en el capítulo 6 del RNE E.030 Diseño Sismo Resistente. Las cargas críticas sísmicas perpendiculares al plano a las cuales se somete quedan descritas por:

$$V = Z \times U \times C1 \times P$$

La carga se considera en rotura, y se utiliza para el diseño de elementos de concreto armado como columnas de confinamiento y vigas soleras. Los valores de C1, presentados a continuación, dependen del tipo de tabiquería, y son idénticos tanto para la expresión en rotura del RNE E.030 como para la expresión en servicio del RNE E.070.

Para parapetos	1.30,
Para tabiques interiores	0.90,
Para cercos	0.60.

El diseño de los paños internos de albañilería se realiza mediante las expresiones en servicio presentadas en el capítulo 9 del RNE E.070 Albañilería.

$w = 0.8 \times Z \times U \times C1 \times P$, donde w es la carga sísmica actuante sobre el muro en kg/cm^2 .

$M_s = m \times w \times a^2$, donde M_s es el momento flector por unidad de longitud en kg.m/m ,

m es el coeficiente de momento adimensional,

a es la dimensión crítica del paño.

Los valores de m y a pueden obtenerse de la Tabla17, que corresponde a la Tabla12 del RNE E.070.

VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"								
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a = 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Tabla17 – Valores del Coeficiente de Momentos "m" y Dimensión Crítica "a"

Para los muros integrados de las escaleras, se considera como dimensión mayor la altura libre de entrepiso de 3.25 m, y se considera como dimensión menor la distancia máxima entre columnas de confinamiento adoptada como 2.80 m.

De la Tabla 17 obtenemos que $a = 2.80$ m, y $m = 0.0597$. Por otro lado, $C1 = 0.90$, $Z = 0.40$ y $U = 1.50$. Se considera albañilería de soga, con un espesor de 14 cm, una resistencia a la tracción por flexión $f_t' = 1.50$ kg/cm², y un peso de 250 kg/m².

$$w = 0.8 \times 0.4 \times 1.50 \times 0.9 \times 250 = 108 \text{ kg/m}^2$$

$$M_s = 0.0597 \times 108 \times 2.80^2 = 50.55 \text{ kg.m/m} = 5055 \text{ kg.cm/m}$$

Trabajando en un ancho tributario de un metro, para un muro de albañilería de soga de 14 cm de espesor y con inercia $I = 22867$ cm², el esfuerzo máximo en tracción por flexión es de $f_t = 7 \times 5055 / 22867 = 1.55$ kg/cm². Si bien el valor obtenido supera el admisible de 1.50 kg/cm², ya que se tiene un déficit de solamente 3.2%, se acepta el espaciamiento máximo entre columnas de confinamiento de 2.80 m a caras como válido.

El diseño de columnas de confinamiento considera la expresión en condiciones de rotura previamente indicada, y que proviene del RNE E.030. Se trabaja para columnas de confinamiento de 0.30x0.14 m distanciadas 3.10 m a ejes.

$$V = 0.4 \times 1.50 \times 0.9 \times 0.25 \times 3.10 = 0.42 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 0.42 \times 3.25^2 / 8 = 0.55 \text{ ton.m}$$

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

$$d = 11 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.39 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2Φ3/8" (1.48 cm²) en cada cara.

Finalmente se consideran columnas de confinamiento distanciadas a ejes máximo 3.10 m, de sección 0.30x0.14 m con 4Φ3/8" y estribos 1□1/4"Φ: 1@05; 5@10; R@25.

9.3 Diseño de Tabiques Independizados de la Estructura

Los tabiques independizados de la estructura conforman parte de los cerramientos externos de los ambientes de aulas y talleres. Se utilizan tabiques no integrados a la estructura, debido a la existencia de ventanas altas en el eje de pasillos, buscando evitar el fenómeno de columna corta.

Se consideran paños internos típicos de albañilería de soga con 1.60m de ancho, que representan un caso menos crítico que el visto en la sección 9.2.

El diseño de las columnas de confinamiento se realiza modelándolas como elementos en voladizo empotrados en su base. La carga sobre las columnas de confinamiento debido a acciones sísmicas perpendiculares a su plano se considera como homogénea en toda su altura. Para el caso crítico de tabiquería de 3.25m de altura, se consideran columnas de confinamiento con sección 0.40x0.14m y distanciadas a ejes 2.00m.

$$V = 0.4 \times 1.50 \times 0.9 \times 0.25 \times 2.00 = 0.27 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 0.27 \times 3.25^2 / 2 = 1.43 \text{ ton/m}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$D = 11 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.83 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2 Φ 1/2" + bastón 1 Φ 1/2" (3.87 cm²) en cada cara.

Se verifica el corte en las columnas de confinamiento, solamente considerando el aporte del concreto.

$$V_u = 0.27 \times 3.25 = 0.88$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 11 / 1000 = 2.87 \text{ ton } (>> 0.88 \text{ ton})$$

Finalmente se consideran columnas de confinamiento distanciadas a ejes máximo 2.00 m, de sección 0.40x0.14 m con 4 Φ 1/2", bastones 2 Φ 1/2" hasta una altura de 2.20 m, y estribos 1 \square 1/4" Φ : 1@05; 5@10; R@25.

10. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

10.1 Conclusiones

7) Para las vigas del proyecto estudiado, el corte de barras en función de fracciones de la luz libre genera un diseño más conservador que el hallado mediante el corte de barras teórico. Este último además, genera un diseño más ordenado.

6) En casos como la viga de conexión V6, que presenta solicitaciones sísmicas importantes, el diseño por capacidad requiere una cantidad de estribos elevada. Por ello, es importante cuidar que no exista un sobre reforzamiento considerable por flexión.

3) La distribución irregular de rigideces en planta genera problemas de torsión que pueden ser inaceptables. La existencia de la puerta entre los ejes 10 y 11 que divide las placas de esta zona, genera la necesidad de dividir también las placas de los ejes 5 y 16.

4) Los momentos sísmicos de gran magnitud generados en las placas causan excentricidades significativas en sus cimentaciones. Para garantizar un comportamiento adecuado y factores de seguridad razonables, es posible disminuir dichas excentricidades incrementando las áreas de zapatas y sus pesos propios.

5) En el caso del paño de aligerado típico, que presenta una luz libre y cargas dentro del rango habitual para un peralte de 20 cm, se estimó conservadoramente una deflexión de $L/358$. No fue necesario un cálculo más minucioso, en cuanto la deflexión estimada es considerablemente menor al valor límite $L/240$.

6) Ya que en el último nivel hay menores cargas axiales pero mayores momentos flectores, las columnas del proyecto no presentan variación de refuerzo en altura, sino que requieren una cuantía similar en toda la altura de la edificación estudiada.

10.2 Comentarios

1) La edificación diseñada en la presente tesis cumple con las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones, y se espera que presente poco o ningún daño en sismos leves, y que no alcance el colapso en sismos severos. No obstante, ya que las exigencias que el reglamento presenta son requisitos mínimos y generales, estas deben ser interpretadas y complementadas con el criterio del diseñador estructural.

- 2) La edificación estudiada es un centro de estudios con exigencias de diseño correspondientes a estructuras esenciales. Sin embargo, al no ser el único lugar disponible de resguardo durante desastres, y no estar proyectada para cumplir dicha función, es cuestionable si estrictamente es necesario un diseño tan conservador.
- 3) La edificación estudiada cuenta con ventanas altas, como es típico en centros educativos. Al ser imposible por limitaciones de arquitectura tener una mayor cantidad de placas, o la colocación de vanos completamente abiertos adyacentes a las columnas, las juntas de tabiques toman especial importancia para evitar el fenómeno de columna corta.
- 4) Para lograr un comportamiento integral de las cimentaciones de las placas PL1 y PL2, es necesario el uso de vigas de cimentación. Dichas vigas cuenta con una gran cantidad de refuerzo ya que reciben las solicitaciones que le transmiten placas con una responsabilidad sismorresistente importante.
- 5) La complejidad numérica de los cálculos y análisis debe elegirse acorde con la imprecisión inherente de las teorías y supuestos utilizados. Por otro lado, un buen diseño necesita presentar coherencia con la exactitud numérica adoptada en el análisis realizado y con las limitaciones propias del proceso constructivo.
- 8) En vigas como las del presente proyecto, con una distribución de refuerzo similar a la recomendada en la presente tesis y esfuerzos moderados en servicio, la verificación por agrietamiento resulta trivial. No obstante, de ser necesaria, se debe recordar que esta se basa en expresiones empíricas de alta incertidumbre.

BIBLIOGRAFÍA

- [01] Comité Técnico Especializado RNE (2006) Reglamento Nacional de Edificaciones E.020 Cargas. SENCICO, Lima
- [02] Blanco, A. (1994) Estructuración y Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Colegio de Ingenieros del Perú, Lima
- [03] Herrera L. (2008) Instructivo para el Diseño de Estructuras. GCAQ, Lima
- [04] Blanco, A. (2011) Apuntes del Curso Concreto Armado II. PUCP, Lima
- [05] Comité Técnico Especializado RNE (2003) Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 Diseño Sismo Resistente. SENCICO, Lima
- [06] Ottazzi, G. (2011) Apuntes del Curso Concreto Armado I. Editorial PUCP, Lima
- [07] Comité Técnico Especializado RNE (2006) Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 Concreto Armado. SENCICO, Lima
- [08] Blanco, A. Zegarra, L. (2013) Apuntes del Curso Temas Avanzados A, PUCP, Lima
- [09] Araujo-Álvarez, R. (2011) Diseño Estructural de un Edificio de Departamentos en Esquina. Fondo Editorial PUCP, Lima
- [10] Harmsen, T. (2000) Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Editorial PUCP, Lima
- [11] ACI Commitee 318 (2011) 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute
- [12] Moehle, J. Hooper, J. Lubke, C (2008) NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 - Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers. U.S. Department of Commerce, Maryland
- [13] Comité Técnico Especializado RNE (2006) Reglamento Nacional de Edificaciones E.050 Cimentaciones. SENCICO, Lima