

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**“ANALISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA  
EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES  
DESTINADA A LOCAL EDUCACIONAL”**

**INFORME DE INGENIERIA**

Para Optar el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

**MOSCOSO BIEBERACH PEDRO KARLO**

**LIMA - PERU**

**2001**

# INDICE

	Pag.
<b>CAPITULO I. INTRODUCCION</b>	
1.1 Introducción	1
1.2 Comportamiento de las Edificaciones Durante Acciones Sísmicas	2
1.2.1 Resistencia, Rigidez y Ductilidad	4
1.2.2 Sistemas Resistentes en Estructuras	6
<b>CAPITULO II. CONCEPTO GENERALES</b>	
2.1 Definición de los Elementos Estructurales	7
2.1.1 Losas	7
2.1.2 Pórticos de Concreto Armado	8
2.1.3 Vigas	8
2.1.4 Columnas	9
2.1.5 Muros o Placas	11
2.1.6 Cimentación	13
<b>CAPITULO III. CRITERIO DE ESTRUCTURACION</b>	
3.1 Criterio de Diseño Estructural en Edificaciones	14
3.2 Criterio de Estructuración Antisísmica	15
3.2.1 Poco Peso en las Edificaciones	16
3.2.2 Simetría	16
3.2.3 Resistencia Perimetral	17
3.2.4 Sencillez	18
3.2.5 Altura	18
3.2.6 Tamaño Horizontal	19
3.2.7 Proporción	20
3.2.8 Uniformidad en la distribución de Resistencia, Rigidez y Ductilidad	21
3.2.9 Redundancia	21
3.2.10 Junta Sísmica	22
3.3 Criterio de Estructuración debido a Cargas Verticales	23
3.3.1 Losas Aligeradas	23
3.3.2 Ductos en Losas	26
3.3.3 Vigas Peraltadas y Chatas	26

3.3.4	Techado para Ambientes con Grandes Luces	28
3.3.5	Problemas de Contracción del Secado de Concreto en Losas Aligeradas	30
3.3.6	Escaleras	31
3.3.7	Muros de Albañilería	31
3.3.8	Interacción Tabique Pórtico	33
3.3.9	Cimentación	34
3.3.10	Cimentación en Muros de Albañilería	35

#### **CAPITULO IV. ANALISIS SISMICO Y POR CARGAS DE GRAVEDAD**

4.1	Predimensionamiento de Elementos Estructurales	38
4.1.1	Predimensionamiento de Losa Aligerada	38
4.1.2	Predimensionamiento de Vigas	39
4.1.3	Predimensionamiento de columnas	42
4.1.4	Predimensionamiento en Placas	45
4.2	Metrado de Cargas Verticales	48
4.2.1	Metrado de Cargas para el Análisis Sísmico	48
4.3	Análisis Sísmico Estático y Dinámico	50
4.3.1	Consideraciones Sismorresistente	50
4.3.2	Cálculo del Cortante Basal	53
4.3.3	Cálculo de los Parámetros Usados para el Análisis Sísmico Dinámico	55
4.3.4	Resultados Obtenidos mediante el Programa A3e	58
4.3.5	Resultados Obtenidos mediante el Programa A3S	60
4.3.6	Comparación de Resultados de los Programa A3e y A3S	62
4.4	Análisis por Carga de Gravedad	66
4.4.1	Cálculo de Cargas en Vigas, para el Análisis por cargas de gravedad	66

#### **CAPITULO V. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

5.1	Generalidades	72
5.1.1	Recubrimiento y Espaciamiento mínimo para el Refuerzo	72
5.1.2	Diseño por Flexión	74
5.1.3	Diseño por Corte	76
5.1.4	Anclajes y Empalmes	78
5.2	Diseño de Losa Aligerada	80

5.3	Diseño de Vigas	86
5.4	Diseño de Columnas	97
5.5	Diseño de Placas	102
5.6	Diseño de Cimentación	106
5.7	Diseño de Escalera	114

## **CAPITULO VI. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES**

6.1	Recomendaciones y Conclusiones	117
-----	--------------------------------	-----

<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>119</b>
---------------------	------------

## **ANEXOS**

Resultados programa A3e

Resultados programa A3S

Resultados programa SAP2000

Resultados programa PCACOL

Resultados Aligerados

Planos

# ***CAPITULO I :***

## ***INTRODUCCION***

### **1.1 INTRODUCCION**

El presente trabajo se refiere, al análisis sísmico y al diseño de los elementos estructurales, de una edificación de concreto armado de cinco niveles, destinada a un local educacional.

El trabajo incluye el análisis sísmico estático y dinámico, utilizando para ello los criterios de la Norma de Diseño Sismorresistente E-030, así como el uso del programa A3e, para el análisis sísmico seudo tridimensional de estructuras aporticadas utilizando fuerzas estáticas equivalentes, el programa A3s, para el análisis sísmico seudo tridimensional de estructuras aporticadas por superposición modal espectral, y el programa SAP-2000, para análisis estructural.

Para el diseño de los elementos estructurales se ha utilizando los criterios de la Norma de Concreto Armado E-060.

En los últimos años se ha visto con mayor claridad la estrecha relación que existe entre el nivel de daño que sufren las edificaciones durante los sismos, y la magnitud de los desplazamientos laterales que estas experimentan. Por esta razón, los elementos estructurales como placas, columnas y vigas han sido dimensionadas con secciones mínimas necesarias, para satisfacer los límites de desplazamiento lateral y giro en plantas que establece la Norma E-030, no solo con el afán de cuidar los elementos no estructurales y el contenido mismo, sino fundamentalmente con el fin de resguardar la propia estructura.

Así mismo, la norma considera a los locales educacionales como edificaciones esenciales categoría "A", puesto que en caso de que ocurra un sismo, sus funciones no deberían interrumpirse inmediatamente después de que ocurra; y estas deben de servir de refugio.

La edificación ha sido estructurada manteniendo simetría estructural y geométrica, es decir, la distribución de los elementos rigidizantes han sido ubicados simétricamente, para evitar los efectos torsionales que puedan presentarse.

## **1.2 COMPORTAMIENTO DE LAS EDIFICACIONES DURANTE ACCIONES SISMICAS**

Es muy complejo el comportamiento de las edificaciones ante la acción de los sismos, debido al número de parámetros impredecibles que gobiernan la capacidad de repuesta sísmica, tales como: tipo de onda sísmica, tipo de material estructural, condiciones de amortiguamiento, resistencia, rigidez, ductilidad, etc. dependiendo a su vez, cada uno de ellos de otros parámetros adicionales. En la actualidad se han desarrollado muchos conocimientos sobre el comportamiento de la actividad sísmica y se viene tomando medidas adecuadas, que incrementan la seguridad de las edificaciones ante tales solicitaciones.

Las ondas sísmicas al actuar sobre una estructura, producen grandes desplazamientos laterales, induciendo fuerzas sísmicas que incrementan notablemente los esfuerzos actuantes; la masa, tamaño y forma del edificio determinan parcialmente la naturaleza de estas fuerzas, como la manera en que serán resistidas. Es así que debe uniformizarse en lo posible la rigidez tanto en planta como en elevación, para que dichas fuerzas no se concentren en determinadas zonas de la estructura rebasando la capacidad de resistencia de sus elementos.

También debe acotarse que el movimiento del suelo imparte al edificio vibraciones que tienden a balancearlo de un lado a otro generando períodos de vibración variable, y si consideramos que los períodos fundamentales de las estructuras pueden fluctuar con valores de 0.1s. para un pórtico sencillo de un piso, 0.5 s. para estructuras bajas hasta cuatro pisos, y entre 1 y 2 segundos para edificios altos de 10 a 20 pisos, y siendo, los valores de los períodos naturales del suelo con valores entre 0.5 y 1 segundo, es posible que el edificio se aproxime a un estado de resonancia parcial con el suelo sobre el cual se asienta; dando lugar a que las cargas actuantes se amplifiquen.

Es así, que al desarrollar una estrategia de diseño para un edificio, es conveniente calcular los períodos fundamentales del edificio como los del suelo, a fin de establecer comparaciones y determinar la probabilidad de cuasi-resonancia (resonancia parcial), lo que podría dar lugar al cambio de las características físicas y geométricas de la edificación, variando así el peso de la estructura y la distribución adecuada de las masas. Este análisis debería hacerse desde el inicio del proceso de diseño, cuando se toma decisiones fundamentales sobre configuración y materiales.

Los edificios por características constructivas no pueden resonar con libertad dado que se encuentran amortiguados, es decir, son muy insuficientes para vibrar, es así que cuando se ponen en movimiento tienden a regresar rápidamente a su posición original; el mayor o menor amortiguamiento en una edificación depende de las conexiones de los elementos no estructurales y los materiales empleados en su construcción. Al diseñar se hacen

hipótesis respecto al valor de amortiguamiento basándose en el conocimiento de estructuras previas, generalmente del orden de 2.15% del amortiguamiento crítico (valor de amortiguamiento que evita la oscilación), siendo común en el diseño emplear valores bajos.

Las estructuras están sujetas a fuerzas mucho más altas que aquellas que el reglamento de construcción especifica para el diseño. El método de las fuerzas estáticas equivalente del reglamento, producirá fuerzas laterales de diseño cerca de 5.20% de la masa del edificio en zonas de alta sismicidad, o bien, una aceleración teórica de diseño de 0.05 a 0.2 de la gravedad. Los sismos han producido aceleraciones considerablemente mayores que dichas cantidades; bajo éstas condiciones las estructuras serán adecuadamente seguras, lo cual explica la importancia de la propiedad del material llamada "Ductilidad".

El acero es un material dúctil, falla sólo cuando se presenta una considerable deformación inelástica, en cambio el concreto es un material frágil que falla súbitamente con un mínimo de deformación. El acero contenido en el concreto reforzado ofrece una ductilidad considerable en las edificaciones; al deformarse la estructura absorbe energía y difiere la falla absoluta del concreto. Los materiales dúctiles soportan mayor carga antes de fracturarse completamente.

### **1.2.1 RESISTENCIA, RIGIDEZ Y DUCTILIDAD**

La resistencia, rigidez y ductilidad, son intuitivamente tres de las más importantes características de cualquier estructura. Una medida de la rigidez es la deflexión, y para cargas verticales de gravedad, resulta en la mayoría de los casos el único aspecto importante del análisis.

El problema de la resistencia consiste, en determinar la capacidad de soportar una carga dada sin exceder cierto esfuerzo; el problema de rigidez o de deflexión horizontal es como prevenir que la estructura no sobrepase del alineamiento más allá de una



cantidad dada, debiendo limitarse el desplazamiento, incluso aunque la estructura pueda tolerar mayores valores debido al efecto que se generaría sobre los componentes, no estructurales.

La deflexión horizontal excesiva también puede ocasionar que las cargas se apliquen excéntricamente sobre las columnas, tal como el efecto  $P-\Delta$ .

Las rigideces relativas de los miembros son importantes en el análisis bajo cargas gravitacionales y más en el análisis sísmico. Cuando un elemento horizontal rígido o un diafragma, se une a elementos verticales resistentes, fuerza a estos elementos a deformarse lateralmente en la misma medida, si dos elementos son obligados a deformarse lateralmente la misma cantidad, y uno es más rígido, éste absorberá más carga. Sólo si las rigideces son idénticas, se puede suponer que comparten igual carga. Como por lo general los pisos o techos de losa de concreto entran en la clasificación de "diafragma rígido", y puesto que no es usual que todos los muros y pórticos sean idénticos, la evaluación de las rigideces relativas son necesarias en la mayoría de los problemas sísmicos.

Las características fundamentales de las solicitaciones sísmicas es su eventualidad. Ello se traduce en que un determinado nivel de esfuerzos se produce en la estructura durante un corto lapso de tiempo, por esta razón las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de solicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada ductilidad. Se requiere por lo tanto preparar la estructura para ingresar en una etapa plástica, sin que se llegue a la falla.

La ductilidad y la reserva de capacidad están estrechamente relacionadas sobrepasando el límite elástico (el punto en el que las cargas causan deformación permanente), los materiales dúctiles pueden soportar mayor carga antes de fracturarse completamente. La capacidad de reserva es la aptitud de una estructura completa para resistir sobrecargas, y es dependiente de la ductilidad de sus miembros individuales. Al suministrar ductilidad a una estructura

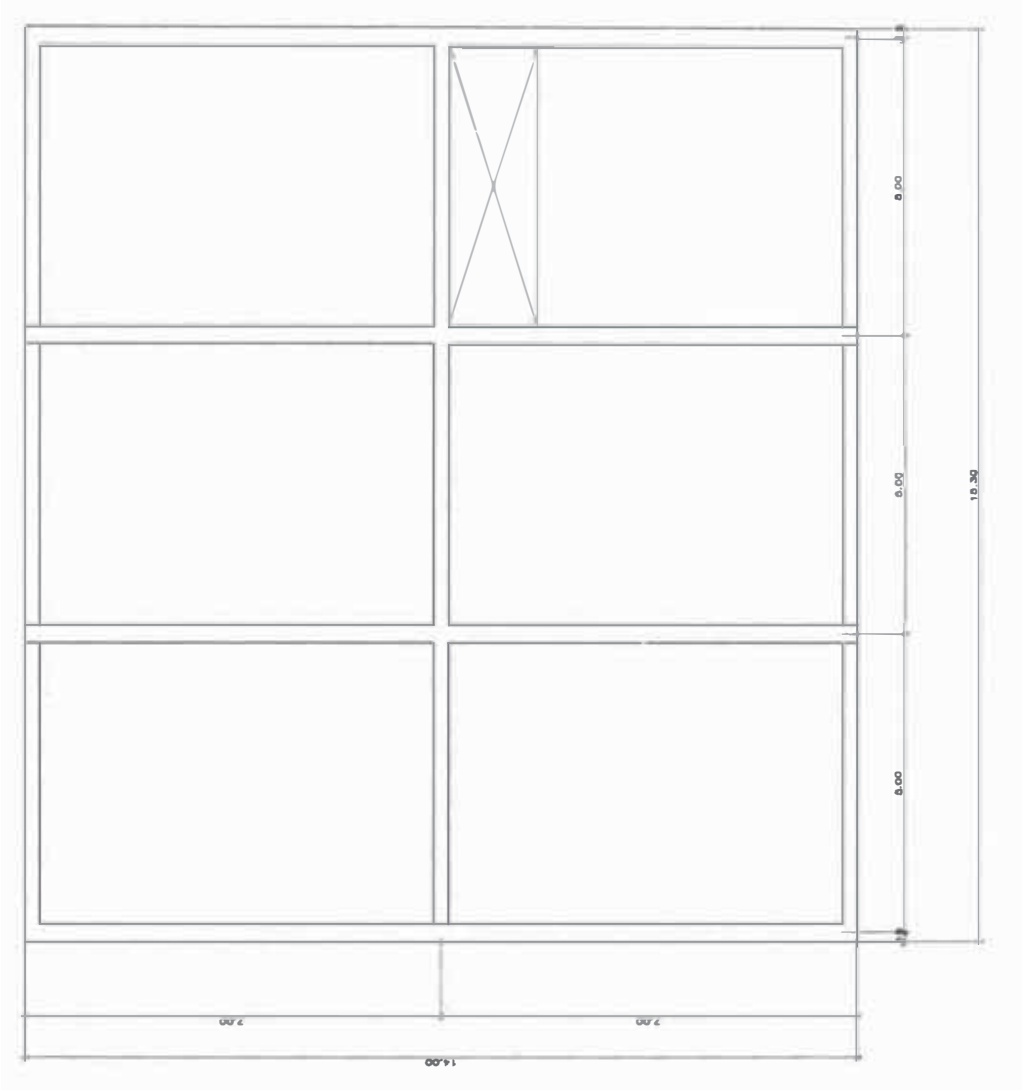
debe tenerse presente que esta no depende únicamente de la ductilidad de sus elementos individuales, sino también de las correspondientes conexiones entre ellos, por lo cual estas deben diseñarse para permitir el desarrollo de dicha ductilidad.

### **1.2.2 SISTEMAS RESISTENTES EN ESTRUCTURAS**

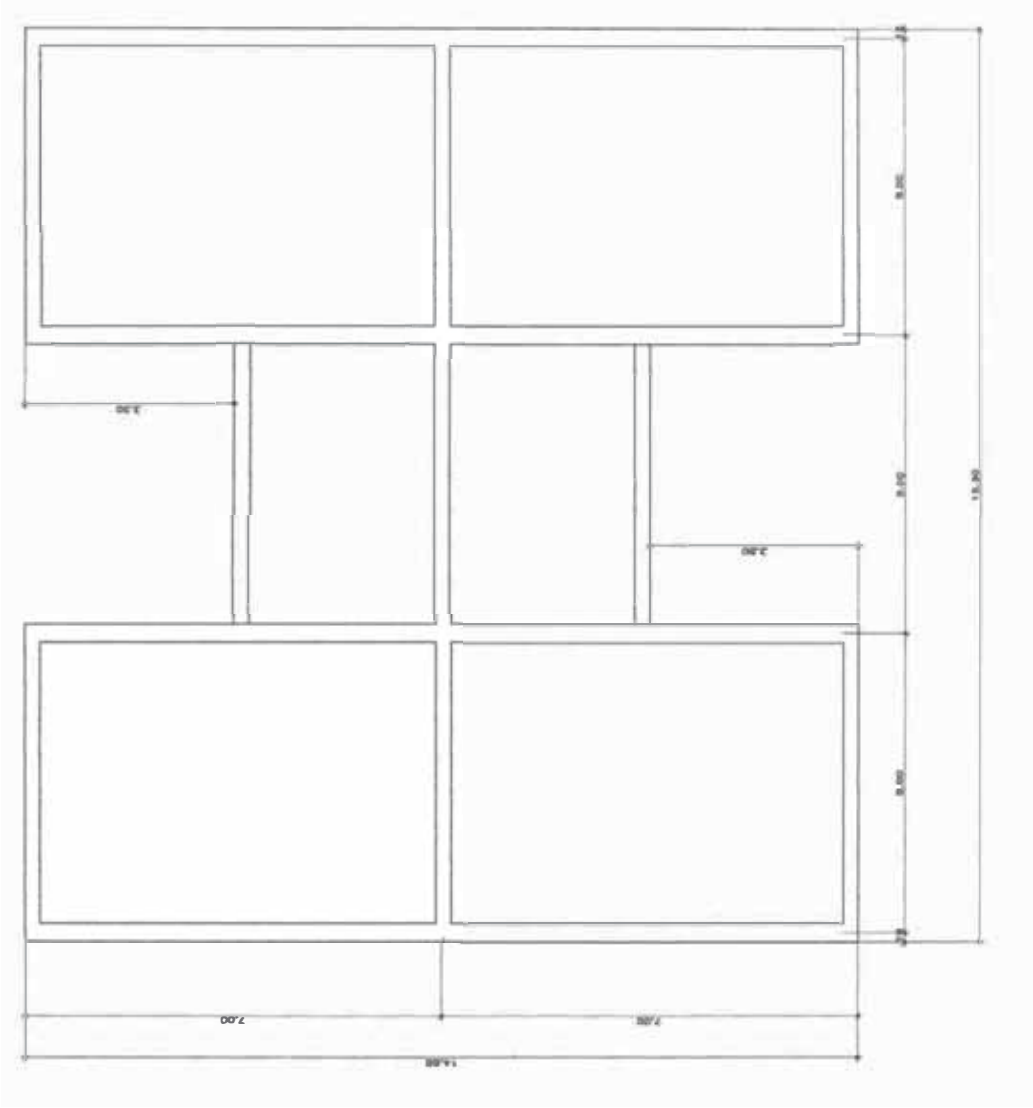
En el diseño para resistir fuerzas sísmicas, se emplea un número reducido de componentes diferentes que se combinan para formar un sistema resistente completo.

En el plano vertical, existen diferentes clase de componentes resistentes a las fuerzas laterales, como son los muros resistentes al cortante y los pórticos resistentes a momentos (denominados “marcos rígidos”). Y en el plano horizontal se usan diafragmas, formados con frecuencia por los pisos y techos de las edificaciones.

Estos elementos estructurales constituyen las formas básicas a partir de las cuales se derivan la mayoría de las estructuras que se utilizan en nuestro medio.



PLANTA 1°, 2°, 3° y 4° Piso



PLANTA 5°Piso

## ***CAPITULO II :***

### ***CONCEPTOS GENERALES***

#### **2.1 DEFINICION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

##### **2.1.1 LOSAS**

Las losas son elementos que hacen factible la existencia de los pisos y techos de una edificación, tienen dos funciones principales desde el punto de vista estructural; la primera, ligada a las cargas de gravedad, que es la transmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa, el piso terminado, la sobrecarga y eventualmente tabiques ú otros elementos apoyados en ellos; y la segunda ligada a las cargas de sismo, que es la obtención de la unidad de la estructura, de manera que esta tenga un comportamiento uniforme en cada piso, logrando que las

columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel.

La segunda función de la losa es fundamental para el análisis de las estructuras, pues hace que se parta del principio de la deformación uniforme de cada piso, logrando así la denominada unidad de la estructura. Dadas las dimensiones de las losas de una edificación se pueden considerar prácticamente indeformables en su plano, por lo que en los análisis se habla de que la losa es un diafragma rígido.

### 2.1.2 PORTICOS DE CONCRETO ARMADO

Los pórticos de concreto armado son sistemas estructurales muy flexible donde sus elementos resistentes son columnas y vigas, y están conectados de tal manera que permite la transferencia de momentos extremos de miembro a miembro, los pórticos son muy exigidos a diversas solicitaciones, resultando con esfuerzos altos y con desplazamientos relativos de entrepisos muy altos (pórticos de varios niveles).

### 2.1.3 VIGAS

Las vigas son elementos estructurales que se utilizan para soportar cargas laterales y de gravedad, generándose en ellas acciones internas de flexión y cortante. Las vigas transmiten las cargas de las losas hacia otras o directamente hacia las columnas o muros.

Generalmente las vigas forman los denominados ejes portantes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones, recibiendo el nombre de pórticos.

Además las vigas tienen una función sísmica muy importante, que es: distribuir junto con las columnas, muros y otros elementos resistentes, los diferentes esfuerzos producidos por la fuerzas horizontales de sismo (cortantes, momentos,

fuerza axiales) y ser los elementos que ayuden a proporcione rigidez lateral

#### 2.1.4 COLUMNAS:

Son elementos generalmente verticales, que reciben las cargas de las losas y de las vigas con el fin de transmitirlos hacia la cimentación y permiten que una edificación tenga varios niveles.

Desde el punto de vista sísmico, las columnas son elementos muy importantes, pues forman con las vigas los denominados pórticos que constituyen el esqueleto sismorresistente, junto con los muros o placas si estos existen.

Las columnas se construyen de diferentes secciones, siendo común el uso de columnas circulares, cuadradas y rectangulares, también puede usarse otro tipo de secciones como las poligonales o trapezoidales, las cuales pueden ser más caras debido al mayor costo en su ejecución.

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión (flexo-compresión), debido a que tienen momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los diferentes niveles de la edificación. La sección transversal de la columna dependerá de la magnitud de la carga vertical que recibe y de la magnitud de los momentos flectores actuantes.

En los casos de luces muy grandes, se producen momentos importantes debido a cargas de gravedad, sobretodo en las columnas extremas, siendo importante el peralte que pueden tener estas en la dirección (del pórtico) donde se producen éstos momentos

Las columnas ven afectadas su resistencia debido a los denominados efectos de esbeltez; éstos ocasionan deformaciones transversales que generan excentricidades adicionales a las del análisis convencional, produciéndose momentos que afectan la capacidad resistente de las columnas.

Mientras mayor sea la altura de la columna o menor su sección transversal, mayores serán las deformaciones transversales, y por tanto mayores los momentos adicionales. Otros factores como son la magnitud de la carga axial, el arriostre de la columna en los encuentros con las vigas, el tipo de curvatura y el desplazamiento lateral del entrepiso en análisis, influyen en la evaluación de los efectos de esbeltez.

Cuando se usan columnas rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos en la dirección de menor espesor, no siendo recomendables secciones con espesores menores de 25 cm, salvo el caso de columnas de confinamiento de muros de albañilería, las cuales tienen un comportamiento diferente y donde la carga axial generalmente no es importante.

En las edificaciones exclusivamente conformada por pórticos se recomienda proporcionar resistencia en la dirección donde los momentos debido a cargas de gravedad pueden ser importantes, sin embargo en este tipo de edificaciones (exclusivamente conformada por pórticos, sin muros o placas), los momentos por sismos pueden ser más importantes que los de las cargas de la gravedad, incluso en la dirección de los pórticos principales (salvo en los casos de estructuras con luces muy significativas) resultando por lo tanto que al aplicar el criterio de peraltar las columnas en la dirección de los pórticos principales no es válido (incluso en edificaciones de dos o tres pisos).



El objetivo principal debe ser proporcionar rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones de la edificación, para lo cual debemos tener algunas columnas peraltadas en una dirección y otras en la dirección perpendicular, y recurrir al uso de muros o placas, sean de concreto armado, o de albañilería para el caso de edificaciones de pocos pisos.

Lo que además puede buscarse es que las columnas exteriores tengan peralte adecuado en la dirección perpendicular al eje exterior o de fachada, de modo de contar con una adecuada longitud de anclaje para el refuerzo de la viga que llega a ese eje exterior y de proporcionar resistencia para los momentos de las cargas de gravedad que pueden ser importantes en las columnas exteriores.

#### 2.1.5 MUROS O PLACAS:

Son elementos verticales que se usan para separar o cerrar espacios, y por la gran rigidez lateral que proporcionan un pórtico formado por columnas y vigas, hace que en la actualidad, con una conciencia clara hacia el diseño sismorresistente, se les use en casi todo tipo de edificaciones.

Pueden clasificarse por las cargas que reciben en portantes y muros estructurales o de corte (placas), los primeros son aquellos que soportan cargas verticales y/o cargas horizontales perpendiculares a él, mientras que los segundos sólo resisten su peso propio y eventualmente cargas horizontales.

Los muros también pueden clasificarse en muros de concreto simple y muros de concreto armado. Los primeros son aquellos que no tienen armadura o cuentan con ella pero no satisfacen los requisitos mínimos, los muros de concreto armado a diferencia de los muros de concreto simple admiten desplazamiento lateral de sus apoyos y deben estar provistos del refuerzo mínimo indicado en la norma E.060.

Uno de los principales problemas que ocasionan las fuerzas horizontales de sismo son las excesivas deformaciones horizontales, cuando un edificio es muy flexible (es decir tiene deformaciones laterales importantes) se generan mayores problemas durante un sismo, como son un mayor efecto de pánico en sus ocupantes, posibles choques con edificaciones vecinas, mayor posibilidad de rotura de vidrios, desprendimientos de cornisas, enchapes y parapetos, mayores fisuras en tabiques de albañilería, mayores efectos de esbeltez en columnas, etc.

Frente a éstos problemas, uno de los criterios de diseño más importantes es el de limitar los desplazamientos laterales de una edificación durante un sismo, y una de las mejores formas para lograr éste objetivo es recurriendo al uso de muros o placas en las dos direcciones.

Dada su gran rigidez, los muros terminan absorbiendo la mayor parte de los cortantes de sismo (fuerzas horizontales acumuladas), lo cual obliga a ser muy cuidadoso con su ubicación en planta, con el objeto de no crear efectos de torsión si se colocan estos en forma asimétrica.

Si en una edificación tuviéramos ejes conformados por pórticos; y si en uno de ellos, ubicado hacia el extremo, se concentrarán los muros o placas, se produciría una gran excentricidad entre el centro de masas, donde se genera la fuerza del sismo ( $Fuerza = Masa \times aceleración$ ), y en el centro de rigidez, donde se concentra la rigidez del edificio, lo cual equivale a producir momentos de torsión en planta muy significativos, ocasionando que el edificio no solo tenga un movimiento de traslación, sino además un giro. Cuando esto sucede, los esfuerzos en las columnas y vigas de los pórticos que incrementan los desplazamientos (debido al giro) son mayores, ocasionando muchas veces la falla de la edificación.

De lo contrario se puede concluir que el uso de los muros es conveniente para el buen comportamiento de una edificación, teniendo presente la importancia de su buena ubicación, de tal modo de lograr estructuras simétricas o lo menos asimétricas posibles. Cuando los edificios son de pocos pisos, puede lograrse un comportamiento similar usando “muros portantes” de albañilería, adecuadamente dimensionados de acuerdo a los requerimientos de cálculo. Estos también aportan rigidez lateral y resistencia, evidentemente menores a los muros de concreto armado, pero en muchos casos (dependiendo de sus dimensiones) superiores a la de los pórticos de concreto armado.

#### 2.1.6 CIMENTACION:

Se llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. Todos los suelos se comprimen apreciablemente cuando son cargados, dando lugar a que las estructuras que sustentan se asienten. Las dos condiciones que hay que tratar de satisfacer cuando se proyecta una cimentación, se reducen a que el asentamiento total de la estructura no exceda de una magnitud pequeña admisible y a que los asentamiento relativos entre los distintos elementos parciales de aquella sean los más próximos a cero en lo posible. En relación a los daños probables en una edificación, la eliminación de los asentamiento relativos (asentamiento de magnitudes diferentes dentro de la misma estructura) es incluso más importante que la limitación del asentamiento uniforme general de la mencionada estructura.

## ***CAPITULO III :***

### ***CRITERIO DE ESTRUCTURACION***

#### **3.1 CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES**

Estructurar un edificio significa tomar decisiones acerca de la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil; esto es, que tanto las cargas permanentes (peso propio, acabados, etc.), como las eventuales (sobrecargas, sismo, viento, etc.), se transmitan adecuadamente hasta el suelo de cimentación.

En este proceso se busca alcanzar los siguientes objetivos:

1. - **ECONOMIA:** Deberá colocarse los elementos estructurales estrictamente indispensables; por ejemplo, se sabe que las placas son los mejores elementos sismorresistentes, sin embargo, no deben emplearse en gran cantidad porque resultan costosas. Por otro lado, si un edificio de mediana altura (hasta 5 pisos) abundase los tabiques de albañilería, será conveniente convertirlos en muros estructurales.
2. - **ESTETICA:** En lo posible deberá respetarse la arquitectura del edificio.
3. - **FUNCIONALIDAD:** La estructura no debe restar el carácter funcional al que los ambientes están destinados. Por ejemplo; si un edificio tiene estacionamiento en su planta baja, los elementos estructurales verticales no deben estorbar al paso de los vehículos. Así mismo, si un edificio esta destinado a prestar servicios vitales (hospital, posta médica, estación de bomberos, etc.), deberá seguir funcionando después que se produzca un sismo severo.
4. - **SEGURIDAD:** Factor que debe primar en toda edificación, ya que ésta deberá soportar todo tipo de sollicitaciones, sin que se produzca de ninguna manera el colapso.

### **3.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION ANTISISMICA**

La repuesta de las edificaciones ante un sismo depende de las características de masa y de rigideces de los sistemas estructurales. Son asimismo importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía.

La configuración estructural desempeña un papel importante dentro de las edificaciones, puesto que contribuye a mejorar el comportamiento mediante una adecuada distribución de

esfuerzos y deformaciones de las diferentes partes que componen una estructura.

Describiremos algunos criterios importantes para el diseño sísmico, a fin de lograr un comportamiento satisfactorio ante la acción de un sismo.

### **3.2.1 POCO PESO EN LAS EDIFICACIONES**

Al saber que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que la estructura y los elementos no estructurales tenga el menor peso posible.

Es importante además observar que en vigas que tengan claros sumamente largos, el peso excesivo también puede producir fuerzas de inercia verticales de magnitud apreciable, que se sumaría a las de gravedad, siendo conveniente reducir éstas al mínimo.

### **3.2.2 SIMETRIA**

El termino simetría denota una propiedad geométrica de la configuración del edificio, siendo deseable en sus dos direcciones principales.

La simetría estructural significa que el centro de masa y el centro de rigideces estén localizados en el mismo punto. Si no existe tal coincidencia, el movimiento sísmico no solo ocasionará un movimiento de traslación, sino adicionalmente un giro en la planta estructural (torsión) debido a la excentricidad, lo que incrementa los esfuerzos debido al sismo, pudiendo sobrepasar los esfuerzos resistentes. La asimetría puede producir efectos torsionales difíciles de evaluar que pueden ser muy destructivos.

A medida que el edificio se vuelve más simétrico, se reducirá la tendencia a sufrir concentraciones de esfuerzos y torsión, así el comportamiento ante cargas sísmicas será menos difícil de analizar y más predecibles. Es decir, se puede mantener la seguridad con economía de diseño y construcción, con el empleo de formas simétricas. Sin embargo, esto no quiere decir que un edificio simétrico no sufrirá torsión.

Los efectos de la simetría no sólo se refieren a la forma del conjunto del edificio, sino también a los detalles de su diseño y construcción, el comportamiento sísmico de edificios es sensible a variaciones muy pequeñas de la simetría.

### **3.2.3 RESISTENCIA PERIMETRAL**

En un edificio simétrico, con el centro de giro situado exactamente en el centro geométrico, cuanto más distante de esta se coloquen los elementos estructurales, mayor será el brazo de palanca, y por lo tanto mayor será el momento resistente que se pueda generar (ver figura #1). Esto conlleva a establecer que, geoméricamente, la distribución más eficiente es la circular, aunque se pueda emplear muchas otras configuraciones con una adecuada eficiencia.

Sin embargo, siempre que sea posible, es conveniente colocar miembros resistentes en el perímetro, ya sea que los miembros sean muros, pórticos o pórticos arriostrados, y que tengan que resistir fuerzas laterales directas o de torsión, o ambas.

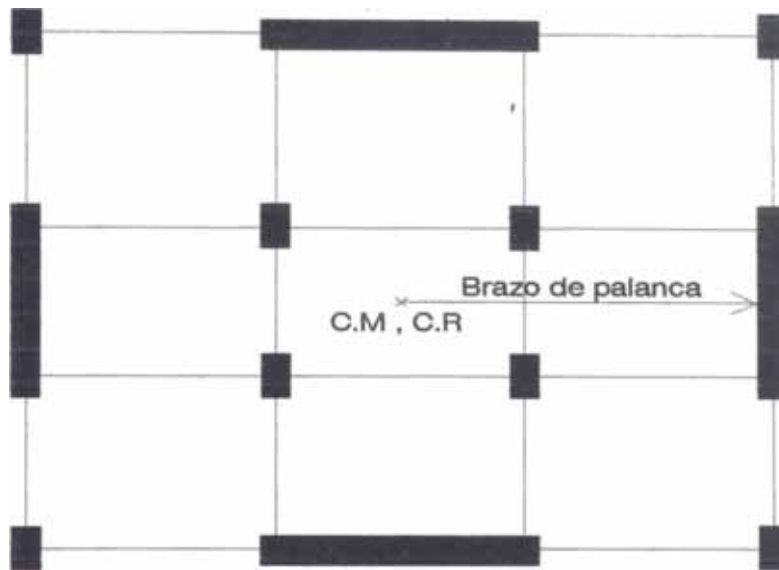


fig.#1 Planta con simetría estructural,  
y con buena Resistencia perimetral

### 3.2.4 SENCILLEZ

Existen diversos motivos para buscar la sencillez en la estructuración, debido a que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así: Primero, nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y segundo, nuestra capacidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras sencillas que para las complicadas.

### 3.2.5 ALTURA

La altura de una edificación es importante en la estructuración sísmica debido a que afecta sus períodos de vibración.



A medida que un edificio se hace más alto, por lo general aumenta su período de vibración, esto implica un cambio de nivel de respuesta y magnitud de las fuerzas. Sin embargo, el período de un edificio no es sólo función de su altura, sino también de otros factores como la relación altura/ancho, altura de los pisos, materiales involucrados, sistemas estructurales y la cantidad y distribución de la masa. De este modo, si se cambia el tamaño de un edificio puede cambiar al mismo tiempo una o más de estas variables, como su período de vibración, y por lo tanto aumentar o disminuir sus fuerzas sísmicas.

En la actualidad, el enfoque no consiste en legislar sobre límites sísmicos para la altura, sino establecer criterios más específicos de diseño y comportamiento sísmico.

### **3.2.6 TAMAÑO HORIZONTAL**

Cuando la planta se vuelve extremadamente grande, incluso si es de forma sencilla y simétrica, el edificio puede tener dificultad para responder como una unidad a las sollicitaciones sísmicas.

Al determinar las fuerzas sísmicas, usualmente se supone que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de una planta en el mismo nivel y en el mismo lapso están en la misma fase de desplazamiento, velocidad y aceleración, y que tienen la misma amplitud. En realidad, como la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea sino que tiene una velocidad final (finita) que depende de la densidad del suelo y de las características de los elementos estructurales, las diversas partes de la base del edificio a todo lo largo de éste vibran asincrónicamente con aceleraciones diferentes, causando así esfuerzos longitudinales de tensión-compresión y desplazamientos horizontales adicionales. Con las otras condiciones permaneciendo constantes, cuando más largo sea

Un aumento en la longitud de un edificio incrementa los esfuerzos en un piso que funciona como un diafragma de distribución horizontal en la dirección transversal. La rigidez del piso puede no ser suficiente para redistribuir la carga horizontal, durante un sismo, de elementos portantes más débiles o dañados del edificio hacia elementos más fuertes o hacia aquellos que sufren menor daño. A menos que haya elementos resistentes a fuerzas laterales, por lo general los edificios de planta grande imponen severos requerimientos sobre sus diafragmas, que tienen grandes luces y pueden tener que transmitir grandes fuerzas que serán resistidas por muros de corte o pórticos.

### **3.2.7 PROPORCION**

En el diseño sísmico, las proporciones de un edificio son importantes; cuando más esbelto sea un edificio, peores serán los efectos de volteo producido por un sismo, y mayores los esfuerzos sísmicos en las columnas exteriores, en especial las fuerzas de compresión por volteo, las cuales pueden ser difíciles de manejar.

El equivalente en planta de la relación altura/ancho, o de esbeltez, es la relación del aspecto y debe estar limitada entre 3 ó 4 con el objeto de poder transmitir adecuadamente los momentos de volteo a los pisos interiores y a la cimentación y, en particular, de reducir las fuerzas que estos momentos producen en las columnas exteriores de los primeros niveles.

### **3.2.8 UNIFORMIDAD EN LA DISTRIBUCION DE RESISTENCIA, RIGIDEZ Y DUCTILIDAD**

Esta recomendación esta ligada a las de regularidad y simetría en planta y elevación. Hay además algunas reglas de uniformidad que darán a la estructura mejores posibilidades de comportarse bien ante los sismos. Entre ellas están: que los elementos que soportan las cargas verticales (columnas y/o muros) estén distribuidos uniformemente y sean continuos desde la cimentación hasta el ultimo nivel; con suficiente resistencia, rigidez y ductilidad para garantizar el adecuado transporte de las cargas.

El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos.

En lo posible, las vigas y columnas deben estar en el mismo plano y que sus ejes se intercepten, con el propósito de lograr que haya una adecuada transmisión de elementos mecánicos.

Es adicionalmente recomendable que ningún elemento estructural importante cambie bruscamente de dimensiones ni de esfuerzos. Aun en los casos en que el proyecto arquitectónico impongan ciertas irregularidades, se pueden tomar medidas que mejoren el comportamiento sísmico. Así, el empleo de claros muy desiguales en un mismo pódico ocasiona fuerzas cortantes y momentos flexionantes elevados en las vigas de los claros más cortos.

### **3.2.9 REDUNDANCIA**

Los miembros redundantes son elementos estructurales que en condiciones normales de diseño no desempeñan una función estructural o están subesforzados con respecto a su resistencia, pero que son capaces de resistir fuerzas laterales si es

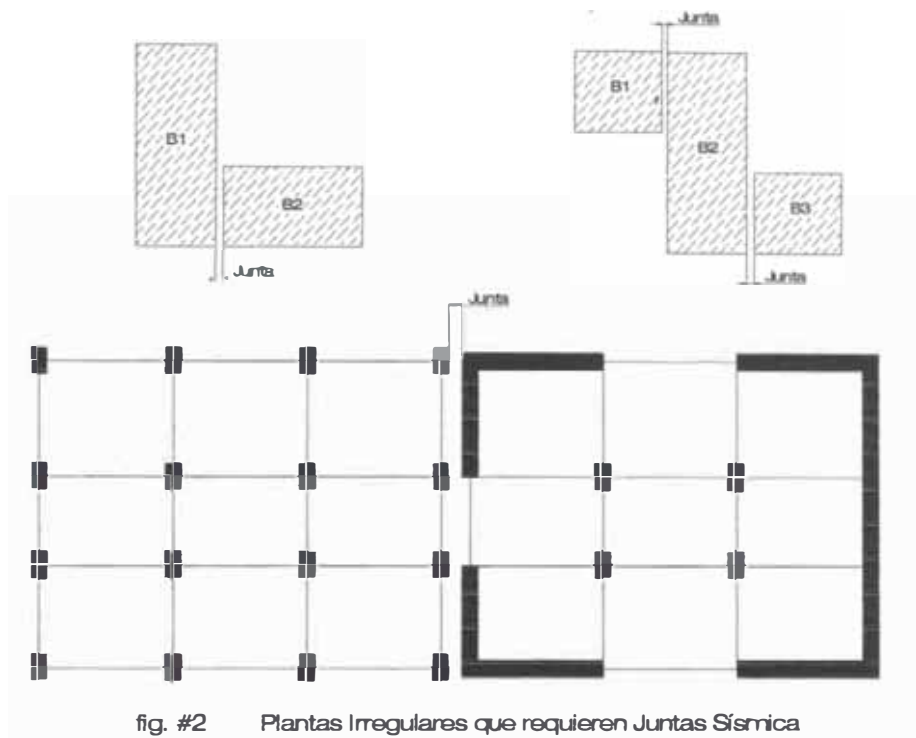
necesario. Proporcionan un medio útil para obtener un factor adicional de seguridad donde pueda haber incertidumbres analíticas en el diseño.

La redundancia en el diseño sísmico tiene importancia en diferentes aspectos, a menudo se cita el detallado de las conexiones como factor clave, ya que cuando más integrada e intercomunicada esté una estructura, habrá más posibilidades de redistribución de carga.

### **3.2.10 JUNTAS SISMICAS**

Cuando un edificio presenta una gran asimetría en planta o en elevación (ver fig.), o cuando los elementos resistentes están mal dispuesto generando bloques con distintas características vibratorias, es conveniente separar el edificio en bloques mediante juntas sísmicas, de manera que estos bloques no interactúen entre sí evitando el choque entre ellos. El objetivo de estas subdivisiones será evitar problemas de torsión y los cambios bruscos de rigideces y masas entre los pisos consecutivos. Así cada uno de estos bloques deberá ser analizados en forma independiente y la creación de la junta (rellena con algún material blando) implicará la adición de nuevas columnas o placas en la zona de separación.

Cuando el edificio muestra una planta muy alargada (mas de 40 m.), también es conveniente desdoblarse en bloques, para esta manera evitar problemas por cambio de temperatura o por contracción del secado de concreto; como interacción con el suelo sobre el cual se apoya.



### 3.3 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION DEBIDO A CARGAS VERTICALES

Al estructurar un edificio por cargas verticales, se debe tener en cuenta que las cargas gravitacionales (cargas permanentes y sobrecargas) actuantes en un nivel de la edificación se transmiten a través de la losa del techo hacia los denominados ejes portantes (pórticos y/o muros) y de aquí, hacia el suelo de cimentación.

A continuación se describen características de ciertos elementos estructurales componentes de una edificación.

#### 3.3.1 LOSAS ALIGERADAS

Uno de los sistemas mas empleados en nuestro medio es la losa aligerada unidireccional, por ser un sistema económico,

liviano (propiedad necesaria para reducir las fuerzas sísmicas), donde los ladrillos aligerados proporcionan acústica, termicidad y dan forma a las viguetas de concreto armado; para efectos de diseño estructural, se desprecia la participación de los bloques tanto en la rigidez como en la resistencia del aligerado.

Dependiendo de las luces de los ambientes y de las cargas existentes, los aligerados tienen un peralte  $t = 17, 20, 25, 30$  cm., que incluye viguetas con nervios mínimos de 10 cm y una losa superior con mínimo de 5 cm. de espesor.

Las viguetas se dirigen en el sentido de la menor longitud del ambiente por techar ( $L1$  en la fig.#3), ya que al curvarse cilíndricamente la losa, los momentos flectores son significativos en esa dirección. Pero cuando las luces son relativamente semejantes ( $L1 \approx L2$ ), o cuando  $L1 > 5$  m. se recomienda colocar perpendicularmente al armado en la zona central del techo, una vigueta de costura, cuyo objetivo es proporcionar rigidez torsional a las viguetas principales y también “coser” una posible fisura que puede formarse en la zona de contacto vigueta-bloque por flexión en el sentido ortogonal al armado (ver fig.#3), dicha vigueta de costura no actúa como apoyo del aligerado.

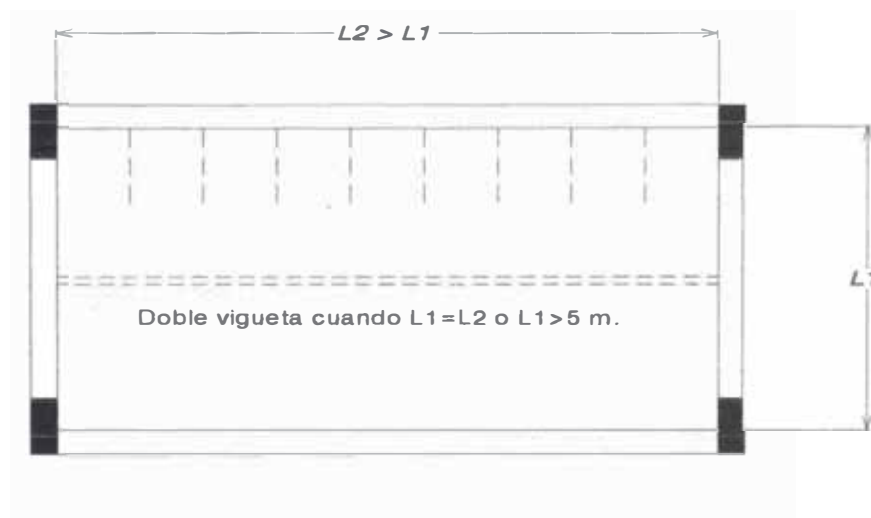


fig. #3 Aligerado Unidireccional

Las viguetas al no llevar refuerzo por corte, el concreto debe absorber íntegramente la fuerza cortante. En aligerados de grandes luces, cuando la sobrecarga es importante, será necesario ensanchar las viguetas en las zonas donde el cortante ( $V$ ) resulte mayor al resistente ( $V_c$ ); por lo general, este ensanche se realiza en forma alternada (ver fig.#4), retirando ladrillos y llenando esos espacios con concreto. En estos aligerados podría ocurrir problemas de deflexiones, una alternativa es construir aligerados con una contraflecha o aumentando su espesor.

Cuando existen tabiques de albañilería dirigidos en el sentido del armado, se tendrá que correr bajo ellos vigas chatas o doble vigueta, capaces de soportar al tabique y de evitar su agrietamiento por deflexión del elemento de soporte.

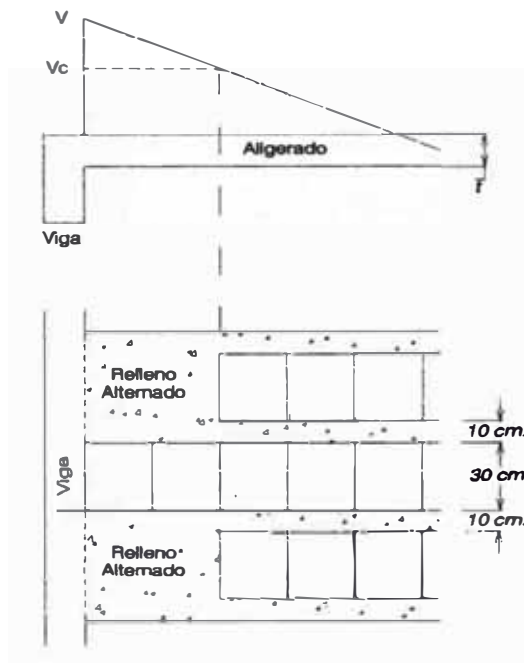


fig.#4 Caso en que la Fuerza Cortante Actuante ( $V$ ) es mayor a la Resistente ( $V_c$ )

### **3.3.2 DUCTOS EN LOSAS**

En las zonas donde se produzca la discontinuidad del aligerado por la presencia de ductos de basura, instalaciones sanitarias, chimeneas, etc., es conveniente rodear la discontinuidad con vigas chatas o doble viguetas, para así atenuar las concentraciones de esfuerzos que surgen en las esquinas.

En el caso de losa macizas armadas en dos sentidos, se le adiciona en los bordes del ducto el refuerzo que se dejó de continuar. Cuando el ducto tiene grandes dimensiones, deberá añadirse refuerzo diagonal en las esquinas.

Cuando existan placas sin vigas coplanares en uno o en sus dos bordes (caso de placas de ascensor), y giren, estos efectos de flexión pueden ocurrir punzonamiento en los aligerado circundantes, siendo recomendable usar losa maciza en las zonas, que incluso permite una mejor transferencia de las fuerzas de inercia, desde la losa hacia las placas.

### **3.3.3 VIGAS PERALTADAS Y CHATAS**

Las vigas pueden ser peraltadas o chatas dependiendo de su altura, la diferencia entre ellas es su capacidad resistente por flexión, cortante, capacidad de deformación (rigidez o flexibilidad). Es obvio que una viga peraltada se deformará menos y tendrá mayor capacidad resistente que una viga chata, debido a su mayor inercia y su mayor brazo de palanca interna.

Se denomina viga peraltada a aquella que tiene una altura mayor al espesor del techo, y por lo tanto es visible. Las vigas peraltadas pueden ser invertidas cuando sobresalen hacia la parte superior de la losa (ver fig.#5)

Las vigas peraltadas y las vigas invertidas (de igual altura), cumplen el mismo comportamiento tanto en rigidez y resistencia,



y hay diferencias en cuanto a los esfuerzos internos en su alma, por tener una la carga apoyada sobre ella, y la otra la carga colgada de ella.

En las vigas chatas su capacidad de resistencia por flexión, cortante y de deformación (rigidez o flexibilidad) es muy diferentes a la de una viga peraltada.

El comportamiento en flexión de una viga origina esfuerzos de compresión y tracción. Estas fuerzas internas estarán espaciadas cierta distancia dependiendo del peralte de la viga, mientras menor sea el peralte, mayores será los esfuerzos de compresión y/o tracción que se producirán en la viga.

El peralte de las vigas también es importante para el control de las deformaciones laterales de las edificaciones, puesto que influye directamente en la determinación de la rigidez lateral.

El objetivo primordial de proporcionar resistencia y rigidez en la edificación se puede lograr considerando vigas de adecuada sección en las dos direcciones y recurriéndose además a columnas y muros convenientemente ubicadas en planta.

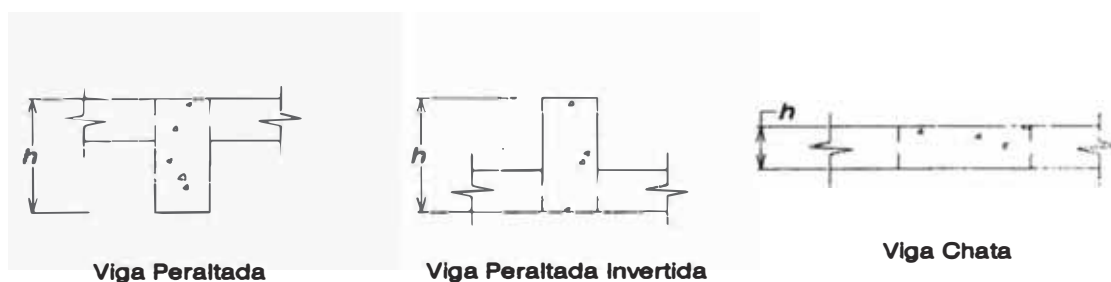


fig. #5 Tipos de Vigas ( $h$  : peralte de la viga)

### 3.3.4 TECHADO PARA AMBIENTES CON GRANDES LUCES

Cuando las luces del ambiente por techar son muy grandes, o cuando existan altas sobrecargas, se recurre a las siguientes soluciones:

1. Partición del Ambiente con Vigas Intermedias Peraltadas (ver fig.#6). En este caso, debe tenerse presente que las vigas donde se apoya la viga intermedia están sujetas a cargas concentradas, que las columnas trabajan a flexión biaxial y además, cabe la posibilidad que el apoyo intermedio del aligerado (viga intermedia) tenga desplazamiento vertical relativo con respecto a sus apoyos extremos, ya que el punto de apoyo de la viga intermedia tiene mayor desplazamiento vertical que las columnas.

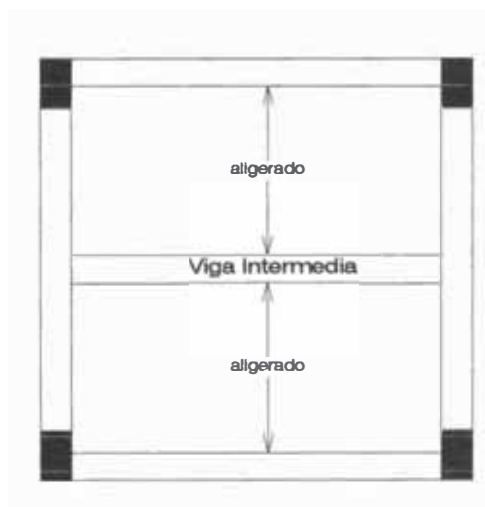


fig.#6 Viga Intermedia

2. Aligerado Armado en Dos Sentidos (ver fig.7). Los nervios de las viguetas se dirigen en los dos sentidos, y el espaciamiento entre viguetas puede variar modularmente colocando uno o cuatro ladrillos en cada retícula, esta alternativa dependerán de

las cargas actuantes y de las luces de los ambientes. El análisis estructural se realiza en forma similar al de una losa maciza armada en dos sentidos.

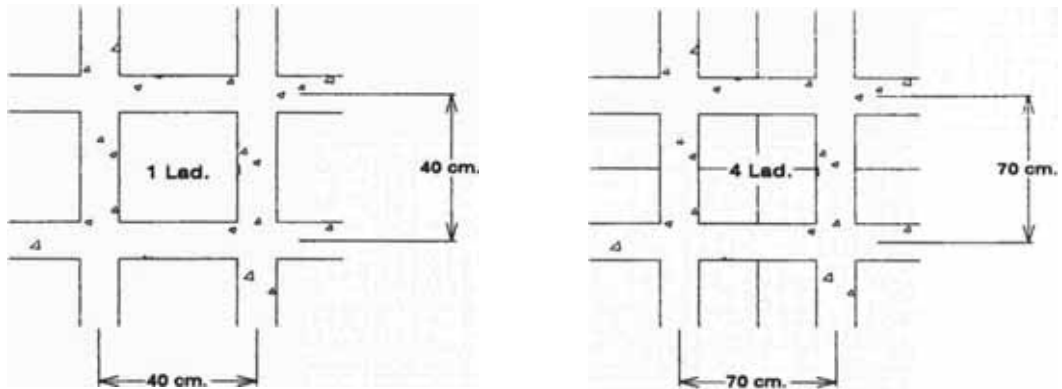


fig.#7 Aligerado armado en dos sentidos

3. Losa Maciza Armada en Dos Sentidos, Apoyada Sobre Vigas Peraltadas o Muros (ver fig.#8). En este caso, la carga actuante en la losa se distribuye sobre las vigas en forma trapezoidal o triangular y a flexión biaxial en las columnas. Cabe mencionar que en los edificios de albañilería confinada o armada internamente de 4 o 5 pisos, es recomendable emplear una losa maciza o aligerada armada en dos sentidos, con el objeto de que todos los muros (x,y) porten una carga vertical (P) que no sea excesiva, ya que si bien la mayor carga axial incrementa la resistencia al corte (V) de esos muros, su ductilidad o capacidad de deformación inelástica disminuye drásticamente.

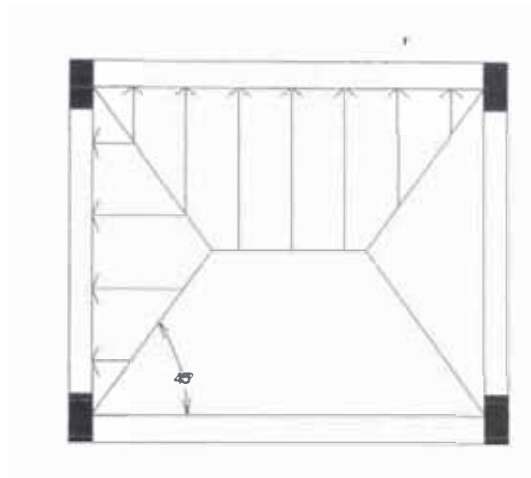


fig.#8 Losa maciza armada en dos sentidos

### 3.3.5 PROBLEMAS DE CONTRACCION DEL SECADO DE CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS

Estos problemas se presentan en el vaciado de concreto en losas aligeradas de plantas alargadas. Una manera de solucionar el problema de contracción del secado consiste en vaciar el concreto del aligerado en dos etapas dejando un tiempo prudencial de una a dos semanas entre ambas, o empleando aditivos que retarden la fragua del concreto, dichas soluciones deberán ser especificadas en los planos estructurales.

Cabe indicar que cuando se vacía el concreto en dos etapas, el concreto nuevo trata de retraerse, creándose una Junta de Construcción la cual constituye una zona potencial de falla; en consecuencia, esta junta deberá hacerse en las zonas menos reforzadas, por ejemplo, en el caso de una losa aligerada que carece de refuerzo por corte, esta junta deberá realizarse el centro del paño, puesto que en esa zona la fuerza cortante es mínima.

Debe mencionarse que estas juntas de construcción deben ser lo más rugosa posible, así mismo, debe eliminarse las partículas sueltas y se debe humedecer el concreto antiguo antes de vaciar el concreto nuevo.

### **3.3.6 ESCALERAS**

Las escaleras son elementos rígidos, por lo que su mala ubicación en planta puede originar problemas de torsión sísmica, este problema puede resolverse aislando la escalera de la estructura principal, otras veces surge el problema de apoyar las escaleras, una de las soluciones es apoyar el descanso en una viga creada en la parte intermedia del entrepiso (sistema aporticado), y si el descanso se apoya en muros de albañilería, en ese caso, debe adicionarse columnas en los extremos del descanso similar a la solución aporticada, ya que dicho muro puede fallar por punzonamiento debido a los empujes sísmicos que ocasiona la escalera y diseñarlas como si fuesen las vigas de losa, para absorber dicho empuje. Otra solución es de colocarle un tirante (plaqueta) para sostener el descanso, o se puede recurrir a escaleras autoportantes (con el descanso libre), sin embargo, debe mencionarse que en las zonas sísmicas, las escaleras autoportantes pueden fallar en uno de los apoyos y llegar al colapso.

### **3.3.7 MUROS DE ALBAÑILERIA**

En nuestro medio para edificaciones menores de 5 pisos, el empleo de los muros es muy frecuente, tanto para edificios de albañilería, como en las edificaciones mixtas (pórticos, placas y muros), debido a que mejora el comportamiento estructural.

La importancia que tienen los muros ubicados en el perímetro del edificio es el de aportar una mayor rigidez

torsional; como también, en el caso de los muros de albañilería confinada absorber más del 10% del cortante basal.

La albañilería confinada se caracteriza por estar constituida por un muro de albañilería simple, enmarcado por una cadena de concreto armado, vaciada con posterioridad a la construcción del muro. Generalmente, se emplea una conexión dentada entre la albañilería y las columnas. El pórtico de concreto armado, que rodea al muro, sirve principalmente para ductilizar al sistema; esto es, para otorgarle capacidad de deformación inelástica.

Mientras que en el caso de los tabiques primero se construye la estructura del concreto armado (incluyendo el techo que es sostenido por el pórtico) y finalmente se levanta el tabique.

El muro confinado es capaz de transportar y transmitir cargas verticales, cosas que no lo hacen los tabiques.

La técnica constructiva hace que los muros confinados desarrollen una gran adherencia en la zona de interfaces columna-muro y solera-muro, integrándose todo el sistema; con lo cual estos elementos trabajan en conjunto, como si fuera una placa de concreto armado sub-reforzada (con refuerzos en los extremos), evidentemente con otras características elásticas y resistentes.

Para la tabiquería esto no se produce, ya que en la zona de interconexión concreto-albañilería es débil (la interfase pórtico-tabique es usualmente rellena con mortero), lo que origina incluso que ante la acción de sismos leves, se separen ambos elementos, trabajando la albañilería como un puntal en compresión (ver fig.#9); esto se debe a que la zona de interacción (contacto) sólo se presenta en las equinas, al deformarse el tabique básicamente por corte, mientras que el pórtico (más flexible que el tabique) se deforma predominantemente por flexión.

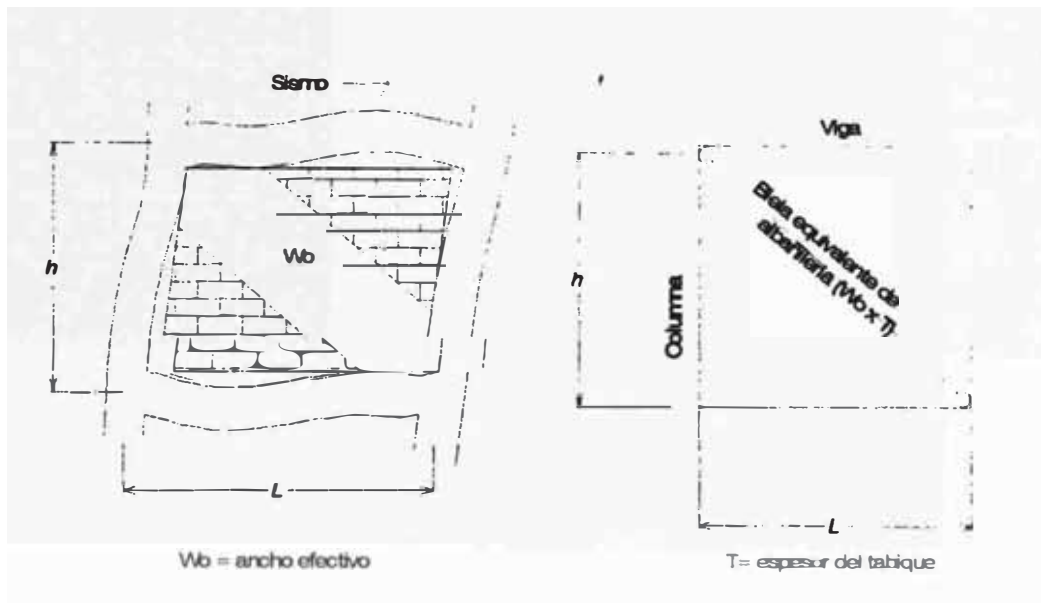


fig. #9 Consideración para el modelaje de tabiques de albañilería

### 3.3.8 INTERACCION TABIQUE PORTICO

Cuando un tabique de albañilería no ha sido aislado del pórtico de concreto armado que lo enmarca, inevitablemente, ante las acciones sísmicas, se producirá la interacción entre ambos sistemas.

La separación del tabique con el pórtico ocurre incluso para sismo leves, y se debe a la diferencia de comportamiento que tiene ambos sistemas. La interacción tabique -pórtico genera un cambio total en la rigidez del pórtico, incrementádola; por lo tanto, puede conducir a un aumento de las fuerzas sísmica en el edificio al disminuir su periodo natural de vibración. Así mismo, dicha interacción puede generar los siguientes problemas:

1. Torsión en el edificio, que ocurre cuando los tabiques están mal dispuestos en la planta, del edificio.

2. Concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico, la que puede causar la falla del nudo.
3. Fractura diagonal del tabique y de no estar convenientemente anclado a la estructura principal, puede desplomarse por acciones perpendiculares a su plano.
4. Columnas cortas en donde los tabiques restringen el libre desplazamiento lateral de la columna.



### 3.3.9 CIMENTACIONES

La estructuración que debe darse en la cimentación de un edificio, depende del tipo de suelo sobre la cual se ubique.

a) Suelo Duro: Para el caso que se cimente sobre suelo duro, las zapatas pueden ser superficiales, aisladas y no necesitan vigas que las enlacen, ya que por ser rígido el suelo, ellas vibrarán en fase ante los sismos.

Sin embargo, los problemas surgen cuando esas zapatas están ubicadas en el límite de propiedad, en cuyo caso, la carga axial



(P) puede caer fuera del núcleo central de la zapata, generándose tracciones en el suelo, por lo que la distribución de presiones será del tipo triangular. En este caso, si el esfuerzo máximo en el suelo ( $\Gamma m$ ) supera al admisible, deberá emplearse otras soluciones como son las zapatas combinadas o las conectadas con una viga de cimentación (ver fig.#11).

Estas soluciones dependen de cuán alejadas están las columnas vecinas. Cuando esta distancia es menor que 5 m. (ver fig.#12), es recomendable el uso de zapatas combinadas, cuando las columnas están muy distanciadas se recurre a conectar la zapata ubicada en el límite de propiedad a una viga de cimentación (ver fig.#13), capaz de absorber el momento originado por la excentricidad de la carga axial. Esta viga de cimentación deberá estar libre en su base (o con un material blando) para que pueda deformarse.

b) Suelo Blando: Cuando el suelo de cimentación es relativamente blando y ocurriese que la suma de las áreas de las zapatas aisladas es mayor que el 50% del área en planta del edificio, o que las zapatas se traslapan, se usa el sistema de cimentación denominado: Platea de Cimentación el cual puede ser rígido o flexible (ver fig#14).

La platea de cimentación rígida es una losa de cimentación de gran espesor, mientras que la platea flexible es una losa de menor espesor que apoya sobre vigas peraltadas. En ambos casos, la losa es de concreto armado en los dos sentidos y se asume que se comporta como una gran zapata aislada y rígida, sujetas a cargas axiales ( $P_i$ ) y momentos bidireccionales ( $M_{xi}, M_{yi}$ ) provenientes de las columnas o placas.

c) Suelos Muy Blandos: Se recurre a la solución de pilotes de punta (Si el estrato blando es muy profundo se utiliza pilotes de fricción), donde las zapatas se conectan a través de vigas de cimentación (VC) que le permite vibrar en forma ordenada (en fase) ante las acciones sísmicas, así mismo, estas vigas sirven para arriostrear la gran longitud que usualmente tienen los pilotes.

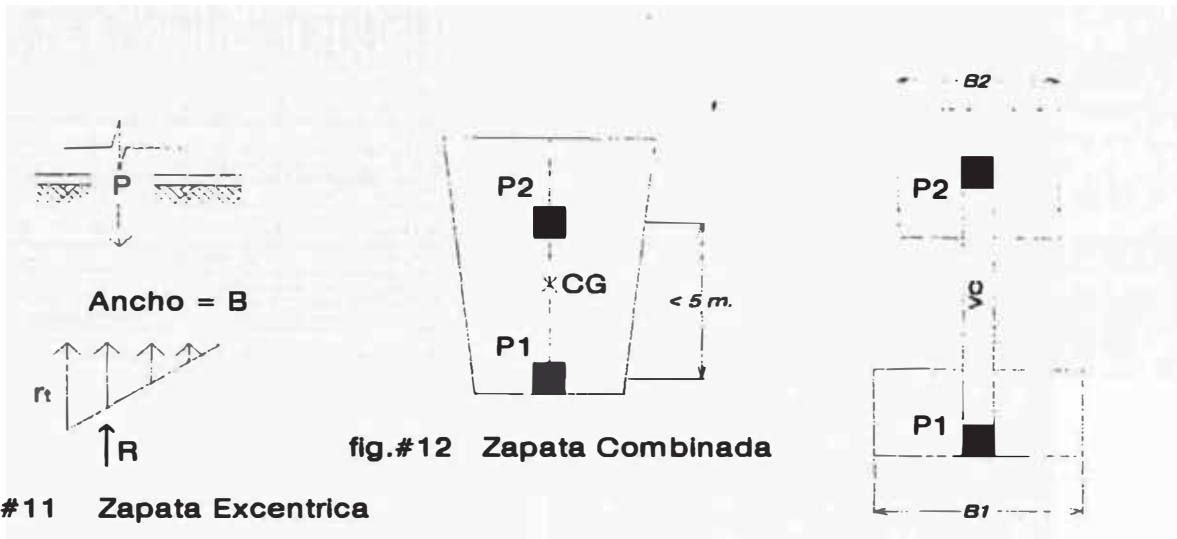


fig.#11 Zapata Excentrica

fig.#12 Zapata Combinada

fig.#13 Zapata Conectada

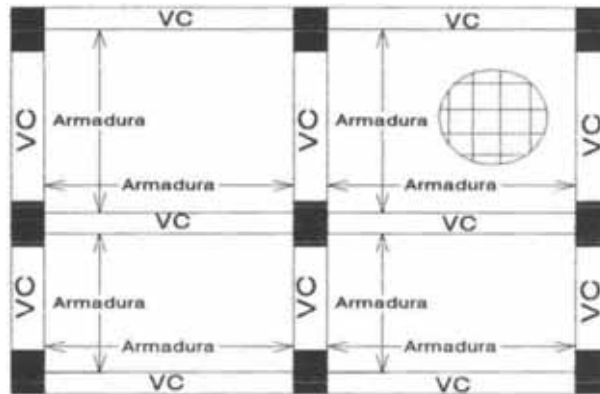


fig.#14 Platea de cimentación

### 3.3.10 CIMENTACIONES EN MUROS DE ALBAÑILERIA

En los muros de albañilería confinadas y/o tabiquerías se emplea una cimentación corrida en toda su longitud del muro con concreto ciclópeo en relación de cemento-hormigón 1:10 mas 30% de piedra grande (10") donde las columnas de confinamiento y de amarre se anclan en dicha cimentación.

Usualmente es costumbre vaciar el sobrecimiento de los muros con una mezcla cemento-hormigon 1:8 más 30% de piedra mediana (3"); el concreto de este sobrecimiento es de menor resistencia al de las columnas. Puesto que las base de las columnas van a estar sujetas a elevadas fuerzas axiales, producto de los momentos sísmicos y de las cargas gravitacionales es recomendable que el concreto de las columnas llegue hasta el cimientto y que los estribos de confinamiento se cuente a partir de ese encuentro. Cabe mencionar que el cimientto sobre el cual se apoya la albañilería puede diseñarse considerando sólo las cargas verticales de servicio, empleando como ancho mínimo del cimientto de 0.40 m.

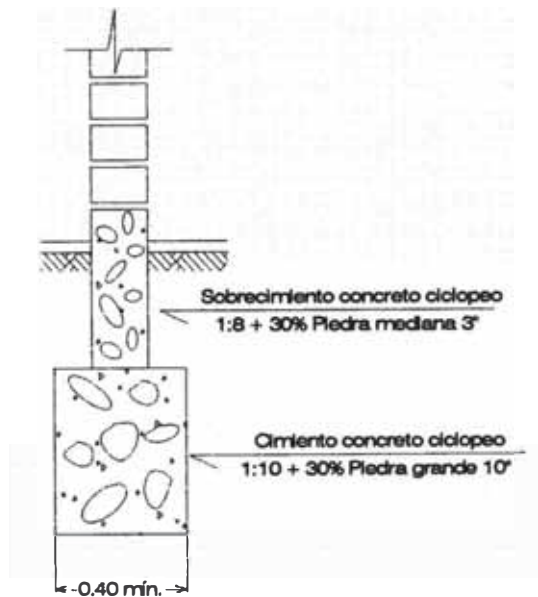


fig.#15 Cimientto corrido en muros de albañilería

***CAPITULO IV :***

***ANALISIS SISMICO Y POR***

***CARGAS DE GRAVEDAD***

**4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

**4.1.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA**

La dirección de armado del refuerzo del aligerado será siguiendo la dirección de la luz menor; en este caso paralelo al eje X.

La Norma E.060 del Reglamento Nacional de Construcción (R.N.C.) en su artículo 10.4.1.1, recomienda para no verificar

deflexiones estima el peralte mínimo de una losa aligerada (h) con la siguientes consideraciones:

- En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillos de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecarga menores a 300 kg/cm<sup>2</sup> y luces menores de 7.30 m, se debe cumplir:

$$h \geq L/25$$

Para la edificación que será diseñada, se considerará que el aligerado será vaciado monolíticamente con las vigas, por lo que la luz (L), será igual a 5.00 m, de acuerdo al artículo 9.5.1.b de la Norma E.060

La Sobrecarga de acuerdo a la norma de cargas E.020 del R.N.C., indica que para el caso de centros de educación es de 300 kg/m<sup>2</sup>.

Se tiene: Luz aligerado = 5.00 m.

Sobrecarga = 300 kg/m<sup>2</sup>

$$h \geq 5.00 / 25 = 0.20 \text{ m}$$

Como se usarán bloques de 30 x 30 x 15 cm, se optara por un peralte de  $h = 0.25 \text{ m}$ .

#### **4.1.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS**

Las vigas principales serán paralelas al eje Y. El ancho de una viga se suele suponer como 1/20 del ancho tributario que carga sobre la viga, otro autores consideran 20% mas de la relación descrita anteriormente, además de acuerdo al artículo 11.3.2 de la norma E.060, se estipula que el ancho de las vigas no será menor que 25 cm., ni mayor que el ancho de la columna (medida en un plano perpendicular al eje de la viga) más tres cuartos del peralte de la viga a cada lado.

Para la determinación del Peralte de la viga se considerará 1/11 ó 1/12 de la luz centro a centro de los apoyos.

Así mismo, el artículo 11.3.2 de la norma da una relación ancho/peralte de las vigas no deberá ser menor que 0.30 y que el peralte efectivo (d) deberá ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.

Cuadro # 1: Predimensionamiento de Vigas

Planta Típica: 1°,2°,3° y 4° Piso									
Vigas principales									
Elem.	Ejes	Luz ( L )	Ancho Trib.	H = L/11 (m)	H = L/12 (m)	Bt/20	1.2Bt/20	H	B
IV-1	1	6.73	2.50	0.61	0.56	0.13	0.15	0.70	0.30
IV-2	2	6.73	5.00	0.61	0.56	0.25	0.30	0.70	0.30
IV-3	3	6.73	5.00	0.61	0.56	0.25	0.30	0.70	0.30
IV-4	4	6.73	2.50	0.61	0.56	0.13	0.15	0.70	0.30
Vigas secundarias									
Elem.	Ejes	Luz ( L )	Ancho Trib.	H = L/11 (m)	H = L/12 (m)	Bt/20	1.2Bt/20	H	B
1V-5	A	5.00	1.00	0.45	0.42	0.05	0.06	0.70	0.25
1V-6	B	5.00	1.00	0.45	0.42	0.05	0.06	0.60	0.25
1V-7	C	5.00	1.00	0.45	0.42	0.05	0.06	0.70	0.25
Planta: azotea									
Vigas principales									
Elem.	Ejes	Luz ( L )	Ancho Trib.	H = L/11 (m)	H = L/12 (m)	Bt/20	1.2Bt/20	H	B
5V-1	1	6.73	2.50	0.61	0.56	0.13	0.15	0.70	0.30
5V-2	2	6.73	5.00	0.61	0.56	0.25	0.30	0.70	0.30
5V-3	3	6.73	5.00	0.61	0.56	0.25	0.30	0.70	0.30
5V-4	4	6.73	2.50	0.61	0.56	0.13	0.15	0.70	0.30
Vigas secundarias									
Elem.	Ejes	Luz ( L )	Ancho Trib.	H = L/11 (m)	H = L/12 (m)	Bt/20	1.2Bt/20	H	B
5V-5	A	5.00	1.00	0.45	0.42	0.05	0.06	0.70	0.25
5V-6	A'	5.00	1.00	0.45	0.42	0.05	0.06	0.70	0.25
5V-7	B	5.00	1.00	0.45	0.42	0.05	0.06	0.60	0.25
5V-8	B'	5.00	1.00	0.45	0.42	0.05	0.06	0.70	0.25
5V-9	C	5.00	1.00	0.45	0.42	0.05	0.06	0.70	0.25

Se está uniformizando las vigas principales con secciones de 0.30 x 0.70, vigas secundarias con secciones de 0.25 x 0.70 y de 0.25 x 0.60, con motivo de controlar las deformaciones laterales de la edificación, puesto que influye directamente en su rigidez lateral (indicado en el cuadro #1).

Por lo tanto, se tiene:

Planta Tipica : 1°,2°,3° y 4° piso

**Vigas Principales**

Elemento	Eje	H	B
1V-1	1	0.70	0.30
1V-2	2	0.70	0.30
1V-3	3	0.70	0.30
1V-4	4	0.70	0.30

**Vigas Secundarias**

Elemento	Eje	H	B
1V-5	A	0.70	0.25
1V-6	B	0.60	0.25
1V-7	C	0.70	0.25

Planta : 5° piso

**Vigas Principales**

Elemento	Eje	H	B
5V-1	1	0.70	0.30
5V-2	2	0.70	0.30
5V-3	3	0.70	0.30
5V-4	4	0.70	0.30

**Vigas Secundarias**

Elemento	Eje	H	B
5V-5	A	0.70	0.25
5V-6	A'	0.70	0.25
5V-7	B	0.60	0.25
5V-8	B'	0.70	0.25
5V-9	C	0.70	0.25

#### 4.1.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

En la mayoría de las edificaciones, con luces menores a 6 ó 7 m., las columnas pueden dimensionar estimando su carga axial, ya que esta suele ser crítica para definir su sección.

a) Columnas Central:

$$A \text{ col.} = \frac{1.1 \times PG}{0.30 \times f'c}$$

b) Columna Lateral

$$A \text{ col.} = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c}$$

c) Columna Esquina

$$A \text{ col.} = \frac{1.5 \times PG}{0.20 \times f'c}$$

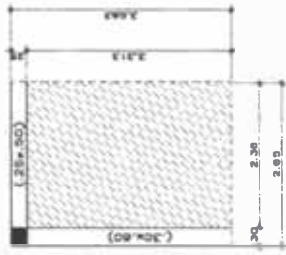
Donde : PG = Area de Influencia x Peso/m<sup>2</sup>  
f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup>

Predimensionamiento columna central:

##### Nivel 5° Piso - Azotea

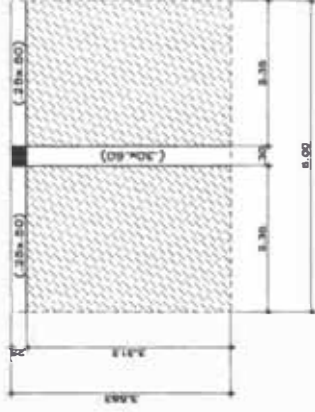
Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° Veces	W	Peso (kg)
Losa	2.35	3.22		4	350	10,598.74
Acabados	5.00	6.88		1	100	3,437.50
Tabiqueria	5.00	6.88		1	-----	-----
Vigas X-X	2.35	0.25	0.70	4	2,400	3948.00
Vigas Y-Y	6.88	0.30	0.70	1	2,400	3467.52
S/C	5.00	6.88		1	150	5,156.25
					P nivel 5=	26608.01





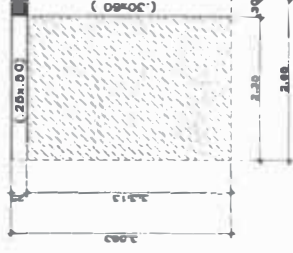
1°, 2°, 3°, 4° y 5° Piso

Columna C1

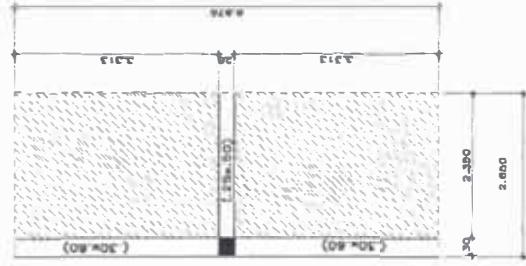


1°, 2°, 3° y 4° Piso

Columna C2

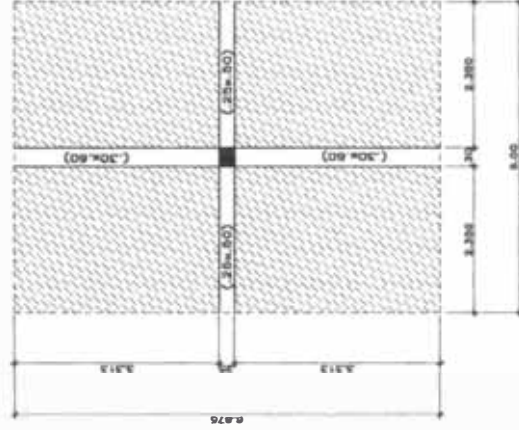


5° Piso



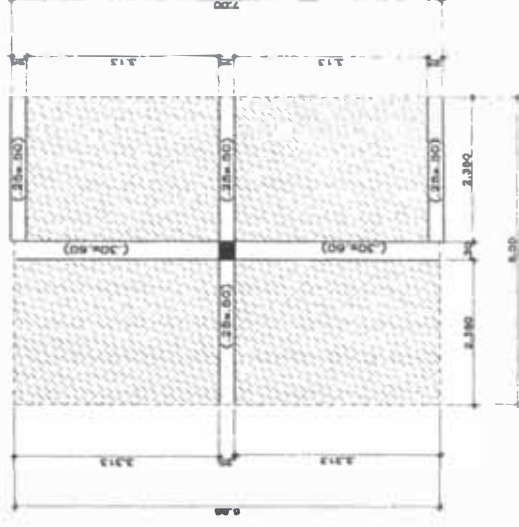
1°, 2°, 3°, 4° y 5° Piso

Columna C3



1°, 2°, 3° y 4° Piso

Columna C4



5° Piso

# Predimensionamiento de Columnas

**Nivel 4° , 3° , 2° y 1° piso**

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° Veces	W	Peso (kg)
Losa	2.35	3.31		4	350	43599.08
Acabados	5.00	6.88		1	100	13750.00
Tabiquería	5.00	6.88		1	120	16500.00
Vigas X-X	2.35	0.25	0.70	2	2,400	7896.00
Vigas Y-Y	6.88	0.30	0.70	1	2,400	13870.08
Columna	0.75	0.35	2.40	1	2,400	6048.00
S/C	5.00	6.88		1	150	20625.00

P4niveles= 122288.16

P acum.= 148896.17

⇒ **Columna central tipo C1 = 0.35 x 0.75**

Predimensionamiento columna lateral:

**Nivel 5° Piso - Azotea**

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° Veces	W	Peso (kg)
Losa	2.35	3.31		1	350	2,724.94
Acabados	2.65	3.56		1	100	944.20
Tabiquería	2.65	3.56		1	-----	-----
Vigas X-X	2.35	0.25	0.70	1	2,400	987.00
Vigas Y-Y	3.56	0.30	0.70	1	2,400	1794.24
S/C	2.65	3.56		1	150	1,416.29

P nivel 5= 7866.67

**Nivel 4° , 3° , 2° y 1° piso**

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° Veces	W	Peso (kg)
Losa	2.35	3.31		2	350	21,799.54
Acabados	5.00	3.56		1	100	7,126.00
Tabiquería	5.00	3.56		1	120	8,551.20
Vigas X-X	2.35	0.25	0.70	2	2,400	7896.00
Vigas Y-Y	3.56	0.30	0.70	1	2,400	7176.96
Columna	0.70	0.30	2.40	1	2,400	4,838.40
S/C	5.00	3.56		1	150	10,689.00

P 4nivel = 68077.10

P acum.= 75943.77

⇒ **Columna lateral tipo C2 = 0.30 x 0.70**

**Nivel 5° Piso - Azotea**

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° Veces	W	Peso (kg)
Losa	2.35	3.31		2	350	5,449.89
Acabados	2.65	6.88		1	100	1,821.88
Tabiqueria	2.65	6.88		1	-----	-----
Vigas X-X	2.35	0.25	0.70	1	2,400	987.00
Vigas Y-Y	6.88	0.30	0.70	1	2,400	3467.52
S/C	2.65	6.88		1	150	2,732.81
P nivel 5=						14458.90

**Nivel 4° , 3° , 2° y 1° piso**

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° Veces	W	Peso (kg)
Losa	2.35	3.31		2	350	21,799.54
Acabados	2.65	6.88		1	100	7,287.50
Tabiqueria	2.65	6.88		1	120	8,745.00
Vigas X-X	2.35	0.25	0.70	1	2,400	3948.00
Vigas Y-Y	6.88	0.30	0.70	1	2,400	13870.08
Columna	0.65	0.30	2.40	1	2,400	4,492.80
S/C	2.65	6.88		1	150	10,931.25
P nivel =						71074.17
P acum.=						85533.07

⇒ **Columna lateral tipo C3 = 0.30 x 0.65**

Predimensionamiento columna de esquina:

**Nivel 5° Piso – Azotea**

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° Veces	W	Peso (kg)
Losa	2.35	3.31			350	2,724.94
Acabados	2.65	3.56			100	944.20
Tabiqueria	2.65	3.56			-----	-----
Vigas X-X	2.35	0.25	0.70	1	2,400	987.00
Vigas Y-Y	3.56	0.30	0.70	1	2,400	1794.24
S/C	2.65	3.56			150	1,416.29
P nivel 5=						7866.67

**Nivel 4° , 3° , 2° y 1° piso**

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° Veces	W	Peso (kg)
Losa	2.35	3.31			350	10,899.77
Acabados	2.65	3.56			100	3,776.78
Tabiqueria	2.65	3.56			120	4,532.14
Vigas X-X	2.35	0.25	0.70	1	2,400	3948.00
Vigas Y-Y	3.56	0.30	0.70	1	2,400	7176.96
Columna	0.75	0.30	2.40		2,400	5,184.00
S/C	2.65	3.56			150	5,665.17
P 4nivel=						41182.82
P acum.=						49049.49

⇒ **Columna de esquina tipo C4 = 0.30 x 0.75**

#### 4.1.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

La norma de diseño sismorresistente E.030, al tener restricciones en los desplazamientos de entrepiso y giros en planta de 0.007 para estructuras de concreto armado, hace que las edificaciones se vuelvan muy rígidas, por lo que se debe rigidizar la estructura con la aplicación de placas en las dos direcciones en análisis.

Asumiendo que las placas toman el 90% del cortante sísmico.

#### Metrado de cargas

(estimado de todas las cargas del edificio)

Quinto Nivel	Peso (kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (kg)
Losa Aigerada	350	153.93		53,873.75
Vigas	2400	Y-Y	0.21	8,568.00
			0.21	11,944.80
		X-X	0.15	5,040.00
			0.18	7,308.00
Columnas y Placas	2400	7.37	1.75	30,933.00
Acabados	100	181.30		18,130.00
Tabiqueria				
50% S/C	75	181.30		13,597.50
Peso 5°Piso=				149,395.05

1°,2°,3° y 4° Nivel	Peso (kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (kg)	
Losa Aigerada	350	186.83		261,555.00	
Vigas	Y-Y	2400	0.21	17.00	34,272.00
			0.21	23.70	47,779.20
	X-X	2400	0.15	14.00	20,160.00
			0.18	15.40	25,872.00
Columnas y Placas	2400	7.87	3.50	264,264.00	
Acabados	100	214.20		85,680.00	
Tabiqueria	120	214.20		102,816.00	
50% S/C	150	214.20		128,520.00	
Peso =				970,918.20	
Peso Total =				1120313.25	

Además:

$$Z = 0.40 \quad \text{Zona 3 (asumido)}$$

$$U = 1.50 \quad \text{Categoría A}$$

$$S = 1.00 \quad \text{Suelo tipo S1}$$

$$T_p = 0.40$$

$$C = 2.5 (T_p/T)^{1.25} \leq 2.5$$

Periodo fundamental para cada dirección:

$$T = h_n / C_t$$

En ambas direcciones (X - X , Y - Y):

$$h_n = 16.75$$

$$C_t = 45$$

Se tiene:

$$T_{x-x} = T_{y-y} = 0.37$$

$$R_{x-x} = R_{y-y} = 10$$

$$C_{x-x} = C_{y-y} = 2.76$$

$$\Rightarrow C_{x-x} = C_{y-y} = 2.50$$

Cortante Basal:  $V = (ZUSC / R) \times P$

$$V = 168.05 \text{ tn}$$

$$L_w = 0.90 V / f_v \times b$$

Donde:  $f_v = 150 \text{ tn/m}^2$

Dirección X-X:

$$\text{Lrequerida} = 151.25 \text{ tn} / (150 \text{ tn/m}^2 \times 0.25 \text{ m}) = 4.03 \text{ m.}$$

$$\text{Lasumida} = 2.50 \times 2 + 1.30 \times 2 = 7.60 \text{ m. } \gg 4.03 \dots \text{ok!}$$

Dirección Y-Y:

$$\text{Lrequerida} = 151.25 \text{ tn} / (150 \text{ tn/m}^2 \times 0.30 \text{ m}) = 3.36 \text{ m.}$$

$$\text{Lasumida} = 4.00 \times 2 = 8.00 \text{ m. } \gg 3.36 \dots \text{ok!}$$

Los elementos verticales tendrá las secciones indicadas en el cuadro siguiente:

**PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS Y PLACAS**

**Planta Típica: 1°, 2°, 3° y 4° Piso**

Elemento	T	B	Area	lx	ly
C1	0.70	0.30	0.21	0.00858	0.00158
Placa P1	2.50	0.25	0.78	0.02339	0.47302
Placa P2	1.30	0.25	0.46	0.01566	0.04678
Placa P3	4.00	0.30	1.20	0.00900	1.6000

**Planta 5° Piso**

Elemento	T	B	Area	lx	ly
C1	0.70	0.30	0.21	0.00858	0.00158
Placa P1	2.50	0.25	0.78	0.02339	0.47302
Placa P2	0.80	0.25	0.34	0.01319	0.01672
Placa P3	4.00	0.30	1.20	0.00900	1.60000

## 4.2 METRADO DE CARGAS VERTICALES

### 4.2.1 METRADO DE CARGAS PARA EL ANALISIS SISMICO

Según la norma de diseño sismorresistente, en su artículo 4.1.2.a en lo referente el peso de la edificación (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, los locales educacionales pertenece a la categoría A, por lo que se tomará el 50% .

En lo referente a la sobrecarga la norma de cargas E.020 del R.N.C., en su artículo 3.4.1.1, especifica que debe diseñarse los techos con una carga mínima de 100 kg/m<sup>2</sup>.

En su artículo 3.2.1, establece que cuando exista una carga viva concentrada , se colocara la carga viva repartida de 300 kg/m<sup>2</sup> y en corredores y escaleras de 400 kg/m<sup>2</sup>

#### Metrado de cargas del 5to. Nivel

Quinto Nivel	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Peso (kg)
Losa Aigerada	350	153.93		53,873.75
Vigas	Y-Y	0.21	17.00	8,568.00
		0.21	23.70	11,944.80
	X-X	0.15	14.00	5,040.00
		0.18	17.40	7,308.00
Columnas y Placas	2400	7.37	1.75	30,933.00
Acabados	100	181.30		18,130.00
Tabiqueria				
50% S/C	75	181.30		13,597.50
				Peso 5°Piso= 149,395.05



**Metrado de cargas del 4to. Nivel**

Cuarto Nivel	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Peso (kg)	
Losa Aigerada	350	186.83		65,388.75	
Vigas	Y-Y	2400	0.21	17.00	8,568.00
			0.21	23.70	11,944.80
	X-X	2400	0.15	14.00	5,040.00
			0.18	15.40	6,468.00
Columnas y Placas	2400	7.87	3.25	61,347.00	
Acabados	100	214.20		21,420.00	
Tabiqueria	120	214.20		25,704.00	
50% S/C	150	214.20		32,130.00	
<b>Peso 4°Piso=</b>				<b>238,010.55</b>	

**Metrado de cargas del 3to. Nivel**

Tercer Nivel	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Peso (kg)	
Losa Aigerada	350	186.83		65,388.75	
Vigas	Y-Y	2400	0.21	17.00	8,568.00
			0.21	23.70	11,944.80
	X-X	2400	0.15	14.00	5,040.00
			0.18	15.40	6,468.00
Columnas y Placas	2400	7.87	3.25	61,347.00	
Acabados	100	214.20		21,420.00	
Tabiqueria	120	214.20		25,704.00	
50% S/C	150	214.20		32,130.00	
<b>Peso 3°Piso=</b>				<b>238,010.55</b>	

**Metrado de cargas del 2do. Nivel**

Segundo Nivel	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Peso (kg)	
Losa Aigerada	350	186.83		65,388.75	
Vigas	Y-Y	2400	0.21	17.00	8,568.00
			0.21	23.70	11,944.80
	X-X	2400	0.15	14.00	5,040.00
			0.18	15.40	6,468.00
Columnas y Placas	2400	7.87	3.25	61,347.00	
Acabados	100	214.20		21,420.00	
Tabiqueria	120	214.20		25,704.00	
50% S/C	150	214.20		32,130.00	
<b>Peso 2°Piso=</b>				<b>238,010.55</b>	



### Metrado de cargas del 1er. Nivel

Primer Nivel	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Peso (kg)
Losa Aigerada	350	186.83		65,388.75
Vigas	Y-Y	0.21	17.00	8,568.00
		0.21	23.70	11,944.80
	X-X	0.15	14.00	5,040.00
		0.18	15.40	6,468.00
Columnas y Placas	2400	7.87	3.50	66,066.00
Acabados	100	214.20		21,420.00
Tabiqueria	120	214.20		25,704.00
50% S/C	150	214.20		32,130.00
Peso 1°Piso=				242,729.55

**Peso total de la Estructura = 1106156.25 kg = 1106.16 tn.**

## 4.3 ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO

### 4.3.1 CONSIDERACIONES SISMORRESISTENTE

La norma establece requisitos mínimos para que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico con el fin de reducir el riesgo de pérdidas de vidas y daños materiales, y posibilitar que las edificaciones esenciales puedan seguir funcionando durante y después del sismo.

El proyecto y la construcción de edificaciones deberán desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que haga posible

1. Resistir sismos leves sin daños.
2. Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
3. Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

#### 4.3.1.1 ZONIFICACION

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

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas. A cada zona se asigna un factor "Z", que interpreta la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (norma E-030, art. 2.1.1-2.1.2).

Considerando que la edificación se encuentra en la costa peruana, le corresponde la zona 3 por lo tanto el factor de zona  $Z = 0.4$

#### 4.3.1.2 PARAMETROS DE SUELOS

Tomando las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte; los perfiles de los suelos se clasifican en: (NTE E-030, art. 2.2.2)

1. Perfil tipo  $S_1$  : Roca o suelos muy rígidos.
2. Perfil tipo  $S_2$  : Suelos intermedios.
3. Perfil tipo  $S_3$  : Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.
4. Perfil tipo  $S_4$  : Condiciones excepcionales.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de período del suelo "Tp" y factor de amplificación del suelo "S".

Para efectos de este trabajo se asume que la edificación se apoya en terreno bueno con gran capacidad portante

correspondiéndole un suelo tipo  $S_1$ , es decir  $S = 1.0$  con periodos de suelo  $T_p = 0.4$

#### 4.3.1.3 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA

Se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo, de acuerdo a las características del sitio. (Norma E.0.30, art. 2.3)

$$C = 2.5 \times \left( T_p / T \right)^{1.25} \quad C \leq 2.5$$

El periodo fundamental (Norma E.030, art. 4.2..2) para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = h_n / C_t$$

Donde:  $C_t = 45$  Edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistente sean pórticos, placas, ascensores y escaleras.

Como  $h_n = 16.75$  en ambas direcciones  $\Rightarrow T_{x-x} = T_{y-y} = 0.37$

$$C_{x-x} = C_{y-y} = 2.75 > 2.5, \Rightarrow C_{x-x} = C_{y-y} = 2.5$$

#### 4.3.1.4 CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES

La estructura es clasificada de acuerdo a las categorías indicadas en la norma E.030 art. 3.3. Según la clasificación para edificaciones de uso educacional se tiene categoría A, en el cual se asigna el coeficiente de uso e importancia  $U = 1.5$

#### 4.3.1.5 SISTEMA ESTRUCTURAL

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente

predominante en cada dirección. Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) y se tendrá un límite de altura. (norma E.030, art. 3.5)

El sistema estructural empleado es de pórticos de concreto armado con la inclusión de placas (sistema dual), correspondiendo un Coeficiente de Reducción  $R = 10$

#### **4.3.2 CALCULO DEL CORTANTE BASAL**

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación (art. 4.2.1 de la norma E.030)

##### **4.3.2.1 CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE PARA EL ANALISIS SISMICO ESTATICO**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión:

$$V = ( ZUSC / R ) \times P$$

Según lo descrito anteriormente:

$$Z = 0.4$$

$$S = 1.0$$

$$C_{x-x} = C_{y-y} = 2.5$$

$$U = 1.5$$

$$R_{x-x} = R_{y-y} = 10$$

Reemplazando los valores de Z,U,S,C, R y el valor de P, en la fórmula, se tiene en ambas direcciones

$$\Rightarrow V_{x-x} = V_{y-y} = 165.92 \text{ tn}$$

Distribución de la fuerza Sísmica en  
Altura

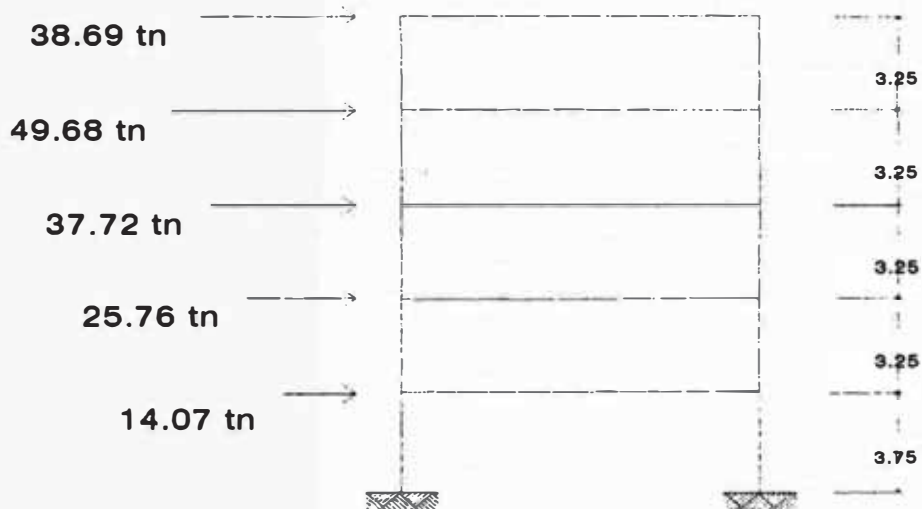
$$F_i = \frac{P_i \times h_i \times (V-F_a)}{S(P_j h_j)}$$

Si  $T \leq 0,7 \text{seg.}$

$P_i$  : Peso del nivel "i"  
i : Nivel  
j : 1..#pisos  
S: Sumatoria  
h : Altura del nivel "i" con  
relación al nivel del terreno

Direcion X-X					
	P (Tn)	h (m)	Pi*Hi	F (Tn)	Vi (Tn)
1° Piso	242.73	3.75	910.24	14.07	165.92
2° Piso	238.01	7.00	1666.07	25.76	151.85
3° Piso	238.01	10.25	2439.61	37.72	126.09
4° Piso	238.01	13.50	3213.14	49.68	88.37
5° Piso	149.40	16.75	2502.37	38.69	38.69
Sumatoria :			10731.43		

Direcion Y-Y :					
	P (Tn)	h (m)	Pi*Hi	F (Tn)	Vi (Tn)
1° Piso	242.73	3.75	910.24	14.07	165.92
2° Piso	238.01	7.00	1666.07	25.76	151.85
3° Piso	238.01	10.25	2439.61	37.72	126.09
4° Piso	238.01	13.50	3213.14	49.68	88.37
5° Piso	149.40	16.75	2502.37	38.69	38.69
Sumatoria :			10731.43		



### 4.3.3 CALCULO DE LOS PARAMETROS USADOS PARA EL ANALISIS SISMICO DINAMICO

#### 4.3.3.1 DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE MASAS:

Se considera en el análisis que el centro de gravedad es aproximadamente igual al centro de masas por ser una estructura simétrica en la dirección X y en la dirección Y.

Así para los cuatro primeros pisos se tiene:

$$\text{Area} = 214.20 \text{ m}^2$$

$$X_g = 7.65$$

$$Y_g = 7.00$$

para el quinto piso se tiene:

$$\text{Area} = 181.30 \text{ m}^2$$

$$X_g = 7.65$$

$$Y_g = 7.00$$

#### 4.3.3.2 DETERMINACIÓN DEL MOMENTO POLAR DE INERCIA :

El momento polar de inercia de la masa (  $J_m$  ) se determinará de la siguiente manera:

$$J_m = ( I_x + I_y ) \times ( M / A )$$

Donde:

$I_x$  ,  $I_y$  : Momento polar de inercia en la dirección indicada

$M$  : Masa en cada nivel

Nivel	Masa (tn.s/m <sup>2</sup> )	$J_m$ (t.m.s <sup>2</sup> )
5° piso	15.20	561
4° piso	24.30	869
3° piso	24.30	869
2° piso	24.30	869
1° piso	24.30	869

#### 4.3.3.3 DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES:

Para calcular el espectro de aceleraciones, primero se procede a hallar el factor de amplificación sísmica, variando el periodo fundamental de la estructura , de tal forma que dicho factor sea menor a 2.5, tal como lo especifica la norma E.030 artículo 2.3 luego se determina la aceleración espectral:

$$S_a = ( ZUSC / R ) \times g$$

Teniendo en cuenta los valores calculados, se tiene

T	C	Sa
0.30	2.5	1.47
0.40	2.5	1.47
0.50	1.89	1.11
0.60	1.51	0.89
0.80	1.05	0.62
1.00	0.80	0.47
1.20	0.63	0.37
1.30	0.57	0.34

#### 4.3.3.4 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD:

La norma de Concreto Armado E. 060 del R.N.C., establece en su artículo 9.4.2 que para concretos normales el módulo de elasticidad (  $E_c$  ), podrá obtenerse con la siguiente expresión:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

La calidad del concreto a emplear será de 210 kg/cm<sup>2</sup> en vigas y columnas, entonces reemplazando el valor de  $f_c$  en la expresión, se tiene que:

$$E_c = 15000 \sqrt{210} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$E_c = 217370.60 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$E_c \approx 2.2 \times 10^6 \quad (\text{tn/m}^2)$$

#### 4.3.3.5 NÚMERO DE MODOS Y COMBINACIÓN MODAL:

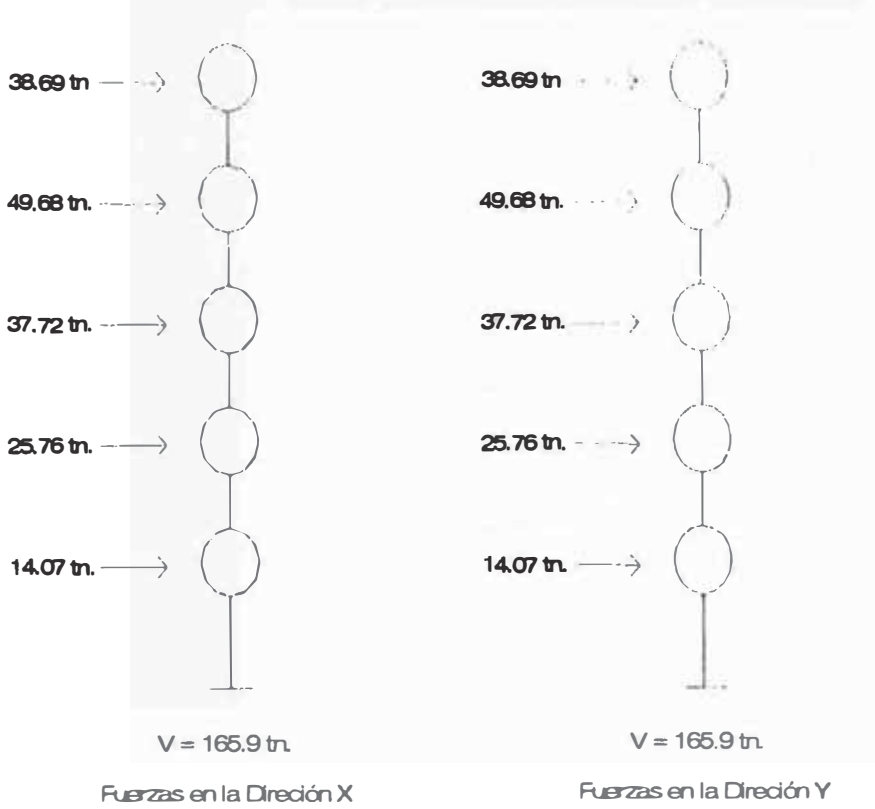
Por lo general se recomienda usar en edificios de pocos pisos un número de modos igual a tres veces el número de pisos de la estructura, para este trabajo y todas las alternativas de análisis será  $5 \times 3 = 15$  formas de modo.

La norma Sismorresistente E.030, en su artículo 4.3.2.3 establece que las respuestas modales se obtendrán considerando una superposición modal según 25% entre la suma absoluta y el 75% de la raíz de la suma cuadrática de los modos, debiéndose tomar como mínimo los tres primeros modos predominante en la dirección del análisis.

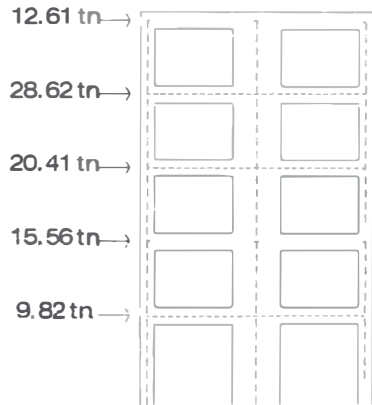


**4.3.4 RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL PROGRAMA A3e:**

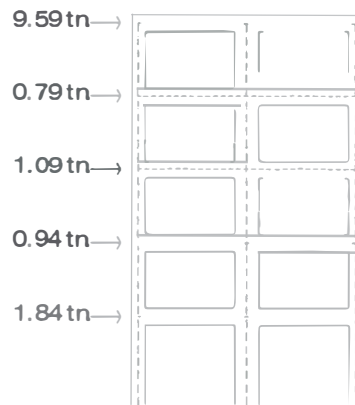
**DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS - EFECTOS GLOBALES  
( ANALISIS SISMICO ESTATICO)**



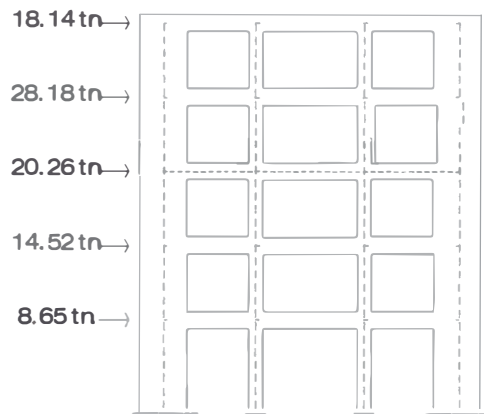
**DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS EN CADA PORTICO  
( ANALISIS SISMICO ESTATICO)**



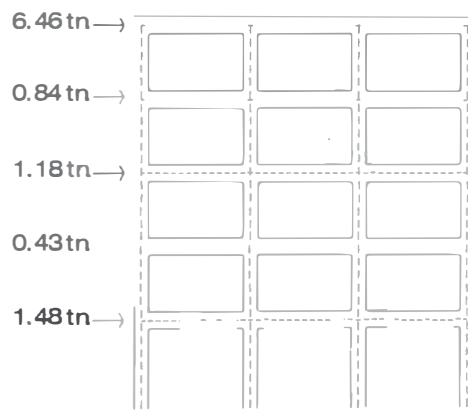
PORTICOS: EJE 1 y EJE 4



PORTICOS: EJE 2 y EJE 3



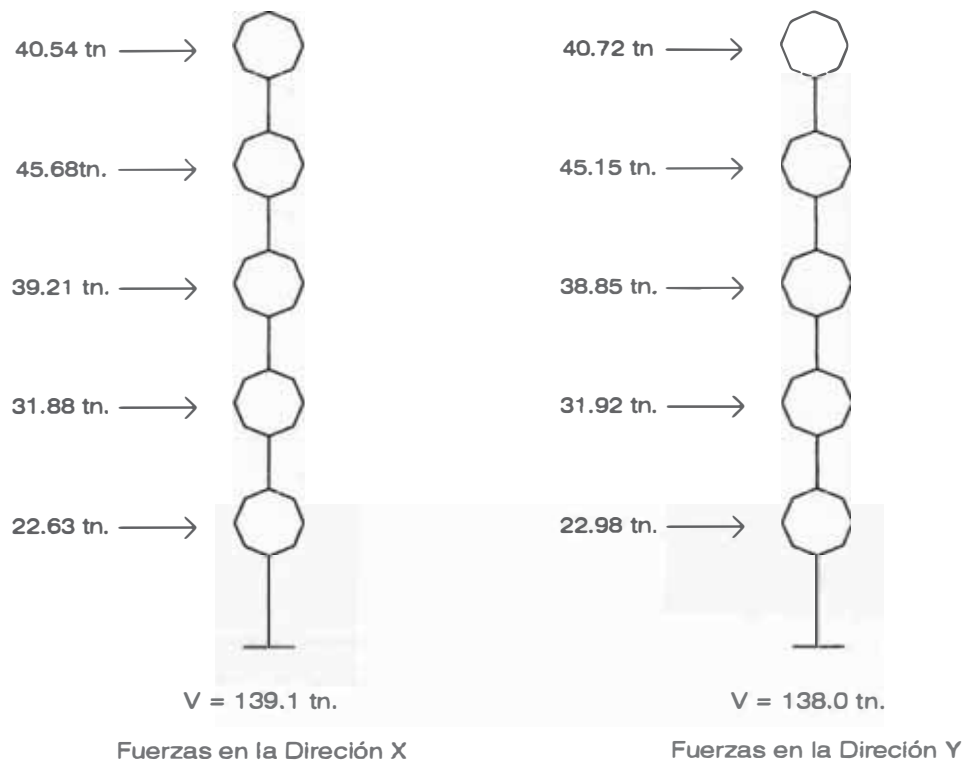
PORTICOS: EJE A y EJE C



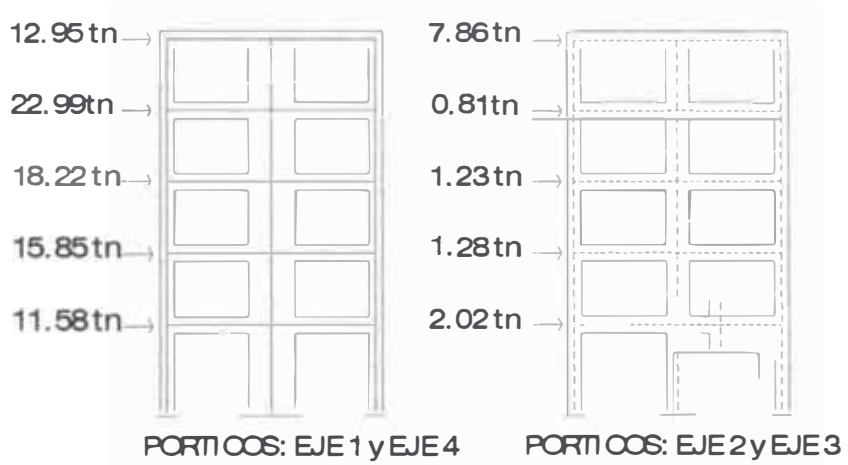
PORTICOS: EJE B

**4.3.5 RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL PROGRAMA A3S:**

**DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS - EFECTOS GLOBALES  
( ANALISIS SISMICO DINAMICO)**



**DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS EN CADA PORTICO  
( ANALISIS SISMICO DINAMICO)**



#### 4.3.6 COMPARACION DE RESULTADOS DE LOS PROGRAMAS A3e Y A3S:

Se presenta una comparación entre las fuerzas y desplazamientos obtenidos en la utilización de los programas A3e y A3S.

Item	Portico	Cortante en la Base		Porcentaje
		A3E	A3S	
1	1-1	85.380	63.234	74.1 %
2	2-2	7.264	5.745	79.1 %
3	3-3	7.264	5.745	79.1 %
4	4-4	85.380	63.234	74.1 %
5	A-A	87.932	67.529	76.8 %
6	B-B	4.892	4.064	83.1 %
7	C-C	87.932	67.529	76.8 %

Global	Dir. X-X	165.9	139.1	83.85 %
	Dir. Y-Y	165.9	138.0	83.85 %

De acuerdo al artículo 4.3.2.4 de la norma sismorresistente, se deberá incrementar las fuerzas sísmicas obtenidas por el análisis dinámico hasta alcanzar el 80% de las obtenidas en el análisis dinámico, por lo que se tiene:

Dirección	80% A. Estático	A. Dinámico	Coef. #1
X	132.72	139.10	1.00
Y	132.72	138.00	1.00

Así mismo, el artículo 3.1.5 de la norma sismorresistente, establece que cuando un sólo elemento de la estructura, muro o pórtico resiste, una fuerza de 30% o más del total de la fuerza horizontal en cualquier nivel, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza.

En el artículo 4.1.4 de la norma, los máximo desplazamiento laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso de 0.007 para estructuras de concreto armado. (indicado en el artículo 3.8.1 de la norma E.030).

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE: A3E

LIMITES PARA EL DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO

MATERIAL PREDOMINANTE	¥ / hei
Concreto Armado	0.007

Efectos Globales - Sismo en la Dirección X

nivel	Desplazamientos x	Distorsiones ¥x	R¥x	R¥x/hei
5	9.595E-03	1.902E-03	0.01902	0.0058
4	7.693E-03	2.097E-03	0.02097	0.0065
3	5.596E-03	2.239E-03	0.02239	0.0069
2	3.357E-03	2.042E-03	0.02042	0.0063
1	1.315E-03	1.315E-03	0.01315	0.0035

Efectos Globales - Sismo en la Dirección Y

nivel	Desplazamientos y	Distorsiones ¥y	R¥y	R¥y/hei
5	9.759E-03	2.007E-03	0.02001	0.0062
4	7.753E-03	2.239E-03	0.02239	0.0069
3	5.513E-03	2.288E-03	0.02288	0.0070
2	3.226E-03	1.992E-03	0.01992	0.0061
1	1.233E-03	1.233E-03	0.01233	0.0033

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE: A3S

LIMITES PARA EL DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO

MATERIAL PREDOMINANTE	¥ / hei
Concreto Armado	0.007

Efectos Globales - Sismo en la Dirección X

nivel	Desplazamientos x	Distorsiones ¥x	R¥x	R¥x/hei
5	7.074E-03	1.483E-03	0.01483	0.0046
4	5.612E-03	1.597E-03	0.01597	0.0049
3	4.095E-03	1.662E-03	0.01662	0.0051
2	2.470E-03	1.503E-03	0.01503	0.0046
1	9.767E-04	9.767E-04	0.00977	0.0026

Efectos Globales - Sismo en la Dirección Y

nivel	Desplazamientos y	Distorsiones ¥y	R¥y	R¥y/hei
5	7.134E-03	1.537E-03	0.01537	0.0047
4	5.612E-03	1.686E-03	0.01686	0.0052
3	3.999E-03	1.682E-03	0.01682	0.0052
2	2.349E-03	1.452E-03	0.01452	0.0045
1	9.057E-03	9.057E-03	0.00906	0.0024

## COMPARACION DE RESULTADOS DE LOS POGRAMA A3E, A3S

Iten	Desplazamiento Lateral Permisible < 0.007			
	A3E		A3S	
	X -X	Y - Y	X -X	Y - Y
5°	0.0058	0.0062	0.0046	0.0047
4°	0.0065	0.0069	0.0049	0.0052
3°	0.0069	0.0070	0.0051	0.0052
2°	0.0063	0.0061	0.0046	0.0045
1°	0.0035	0.0033	0.0026	0.0024

Las distorsiones obtenidas por el programa Análisis Sísmico Pseudo-Tridimensional de Estructuras Aporticadas Utilizando Fuerzas Estáticas **A3E** dan valores que se aproximan al desplazamiento lateral permisible que establece la norma.

Al realizar las comparaciones, se puede observar que los resultados del análisis sísmico estático son mas conservadores que el Análisis Sísmico Dinámico.

Los resultados del análisis sísmico dinámico da valores del 83.85% del cortante basal del análisis sísmico estático, por lo que dicho análisis se tomara en cuenta para el diseño de la estructura



#### 4.4 ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

El análisis por cargas de gravedad se hará mediante el uso del programa SAP2000 versión 6.11

##### 4.4.1 CALCULO DE CARGAS EN VIGAS, PARA EL ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

###### 4.4.1.1 CARGAS DE SERVICIO EN VIGAS:

Pesos Aportantes			
Elemento	Tipo de Carga	Piso Tipico Kg/m2	Piso Azotea Kg/m2
<b>Peso Propio</b>			
Losa Aligerada	D	350	350
Tabiqueria	D	120	-----
Acabados	D	100	100
<b>Wd</b>		<b>570</b>	<b>450</b>
<b>Sobrecarga</b>			
S/C	L	300	150
WL		300	150

#### Planta Típica: 1°, 2°, 3° y 4° Piso

##### Vigas Principales

Elem.	Ejes	B (m)	H (m)	Pe	PD1 (kg/m)	Ancho Trib.	PD2 (kg/m)	PD (kg/m)	PL (kg/m)
IV-1	1	0.30	0.70	2,400	504.00	2.65	1405.50	1909.50	795.00
IV-2	2	0.30	0.70	2,400	504.00	5.00	2745.00	3249.00	1,500.00
IV-3	3	0.30	0.70	2,400	504.00	5.00	2745.00	3249.00	1,500.00
IV-4	4	0.30	0.70	2,400	504.00	2.65	1405.50	1909.50	795.00

##### Vigas Secundarias

Elem.	Ejes	B (m)	H (m)	Pe	PD1 (kg/m)	Ancho Trib.	PD2 (kg/m)	PD (kg/m)	PL (kg/m)
1V-5	A	0.25	0.70	2,400	420.00	1.00	570.00	990.00	300.00
1V-6	B	0.25	0.60	2,400	360.00	1.00	570.00	930.00	300.00
1V-7	C	0.25	0.70	2,400	420.00	1.00	570.00	990.00	300.00

**Planta Azotea****Vigas Principales**

Elem.	Ejes	B (m)	H (m)	Pe	PD1 (kg/m)	Ancho Trib.	PD2 (kg/m)	PD (kg/m)	PL (kg/m)
5V-1	1	0.30	0.70	2,400	504.00	2.65	1087.50	1591.50	397.50
5V-2	2	0.30	0.70	2,400	504.00	2.65	1087.50	1591.50	397.50
						5.00	2250.00	2754.00	750.00
5V-3	3	0.30	0.70	2,400	504.00	2.65	1087.50	1591.50	397.50
						5.00	2250.00	2754.00	750.00
5V-4	4	0.30	0.70	2,400	504.00	2.65	1087.50	1591.50	397.50

**Vigas Secundarias**

Elem.	Ejes	B (m)	H (m)	Pe	PD1 (kg/m)	Ancho Trib.	PD2 (kg/m)	PD (kg/m)	PL (kg/m)
5V-5	A,C	0.25	0.70	2,400	420.00	1.00	450.00	870.00	150.00
5V-6	B',B'	0.25	0.70	2,400	420.00	1.00	450.00	870.00	150.00
5V-7	B	0.25	0.60	2,400	360.00	1.00	450.00	810.00	150.00

**4.4.1.2 MÓDULO DE CORTE ( G )**

El módulo de corte está en función del módulo de elasticidad ( E ), y podrá calcularse según la formula:

$$G = E / 2 \times ( 1 + \mu )$$

El valor de E = 2.2 x 10<sup>6</sup> , y el valor del coeficiente de poisson  $\mu$  puede considerarse como 0.25 para el concreto.

$$G = 2.2 \times 10^6 / ( 2 ( 1 + 0.25 ) ) = 0.4 \times 2.2 \times 10^6$$

$$G = 0.88 E + 6 \text{ t/m}^2$$

**4.4.1.3 CARGA EN LOS NUDOS:**

Las fuerzas calculadas en el análisis dinámico serán corregidas multiplicando los valores obtenidos por un factor que incremente las fuerzas hasta alcanzar el 80 % de las obtenidas en el análisis estático y por 1.25 sólo en los pórticos que tomen más del 30 % del cortante total en la dirección analizada

**Portico Eje 1 y Eje 4**

45.82 %

Nivel	Fza. Sísmica Análisis Dinámico	Coef. 1	Coef. 2	Fza. Diseño
5°	12.95	1.00	1.25	16.19
4°	22.99	1.00	1.25	28.74
3°	18.22	1.00	1.25	22.78
2°	15.85	1.00	1.25	19.81
1°	11.58	1.00	1.25	14.48

**Portico Eje 2 y Eje 3**

4.16 %

Nivel	Fza. Sísmica Análisis Dinámico	Coef. 1	Coef. 2	Fza. Diseño
5°	7.86	1.00	1.00	7.86
4°	0.81	1.00	1.00	0.81
3°	1.23	1.00	1.00	1.23
2°	1.28	1.00	1.00	1.28
1°	2.02	1.00	1.00	2.02

**Portico Eje A y Eje C**

48.54 %

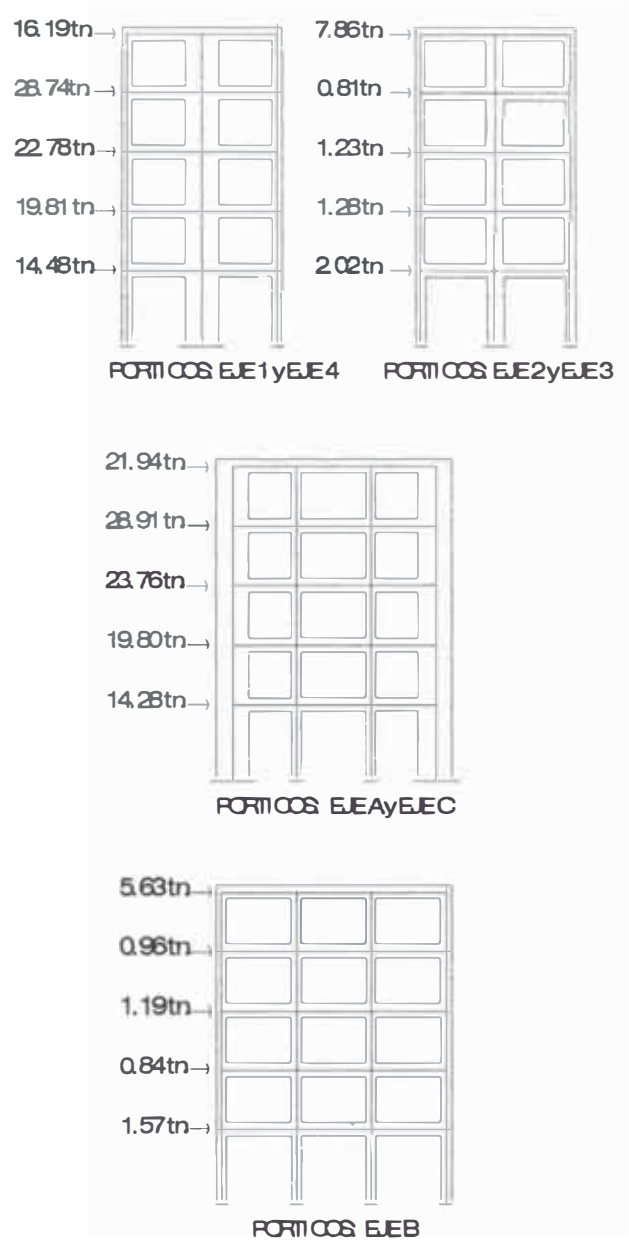
Nivel	Fza. Sísmica Análisis Dinámico	Coef. 1	Coef. 2	Fza. Diseño
5°	17.55	1.00	1.25	21.94
4°	23.13	1.00	1.25	28.91
3°	19.01	1.00	1.25	23.76
2°	15.84	1.00	1.25	19.80
1°	11.42	1.00	1.25	14.28

**Portico Eje B**

2.92 %

Nivel	Fza. Sísmica Análisis Dinámico	Coef. 1	Coef. 2	Fza. Diseño
5°	5.63	1.00	1.00	5.63
4°	0.96	1.00	1.00	0.96
3°	1.19	1.00	1.00	1.19
2°	0.84	1.00	1.00	0.84
1°	1.57	1.00	1.00	1.57

DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS DE  
DISEÑO EN CADA PORTICO



#### 4.4.1.4 RESTRICCIÓN EN LOS NUDOS:

Se considera que existe empotramiento en la base de la edificación, por lo cual deberá especificarse en el programa que los nudos de la base estarán restringidos al desplazamiento y giro

#### 4.4.1.5 COMBINACIONES DE CARGA:

La Norma E. 060 de Concreto Armado en su artículo 9.2.2 establece que las cargas de gravedad se podrán combinar de acuerdo a lo siguiente:

- a).- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos.
- b).- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos , con la totalidad de la carga viva en dos tramos adyacentes.
- c).- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos con la totalidad de la carga viva en tramos alternos.

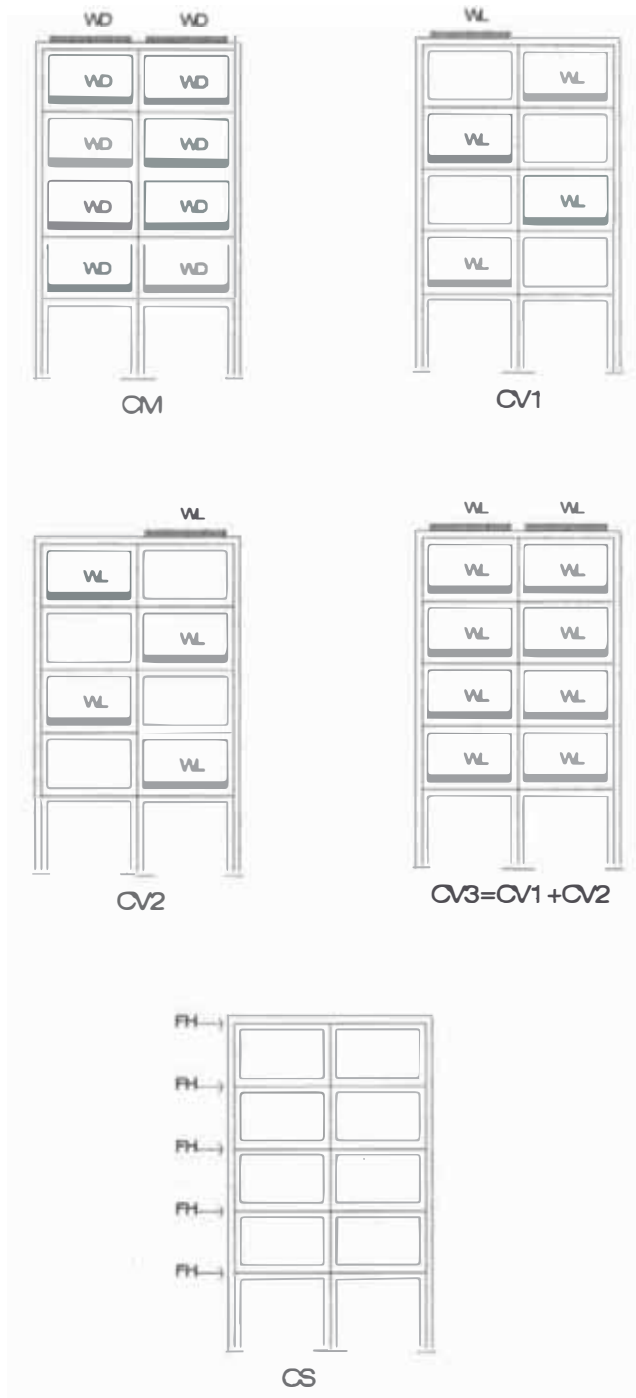
Además en el artículo 10.2.1, la norma establece que la resistencia requerida ( U ) para cargas muertas ( CM ), vivas ( CV ) y de sismo ( CS ) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.5 CM + 1.8 CV$$

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

$$U = 0.9 Cm \pm 1.25 CS$$

## SISTEMAS DE CARGAS



# **CAPITULO V :**

## **DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

### **5.1 GENERALIDADES**

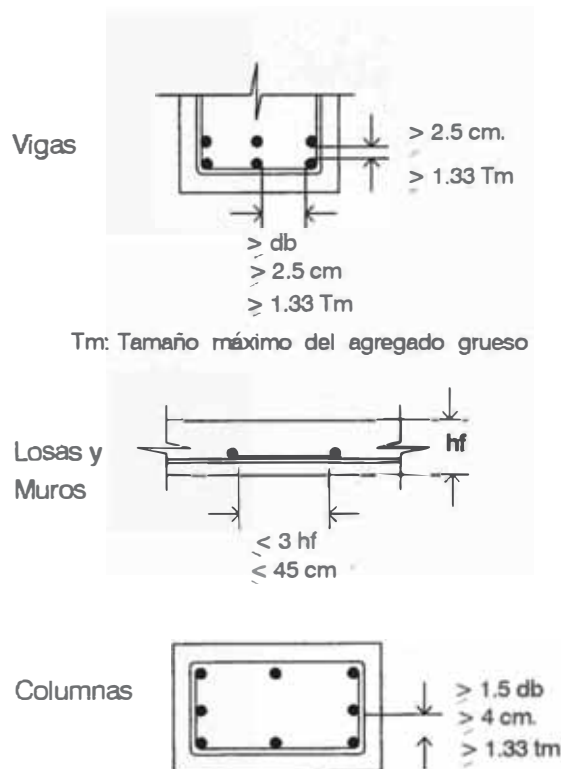
#### **5.1.1 RECUBRIMIENTO Y ESPACIAMIENTO MÍNIMO PARA EL RESFUERZO:**

El recubrimiento y espaciamiento del refuerzo deben ser controlados para evitar las fallas por adherencia y para garantizar una distribución del refuerzo que facilite el procedimiento constructivo. Además es necesario asegurar un recubrimiento mínimo de concreto para proteger el refuerzo contra la corrosión, el fuego, la abrasión, etc.

La Norma de Concreto Armado E.060 (artículo 7.9.1), establece que el recubrimiento mínimo requerido para elementos vaciados en obra es:

- a) 7 cm, para concreto vaciado contra el suelo o en contacto con agua de mar.
- b) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente:
- Barras de 5/8" o menores 4cm
  - Barras de 3/4" o mayores 5cm
- c) Concreto sin contacto con el suelo, ni expuesto al ambiente (vaciado con encofrado y/o solado):
- Aligerados 2cm
  - Muros, o Muros de corte 2cm
  - Vigas y Columnas 4cm

Para el recubrimiento se sugiere espaciamiento mínimo que se detalla:





### 5.1.2 DISEÑO POR FLEXION

El diseño de secciones transversales de elementos sujetos a deflexion, deberá basarse en la expresión :

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

$M_u$  : es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

$M_n$  es la resistencia nominal a la reflexión de la sección.

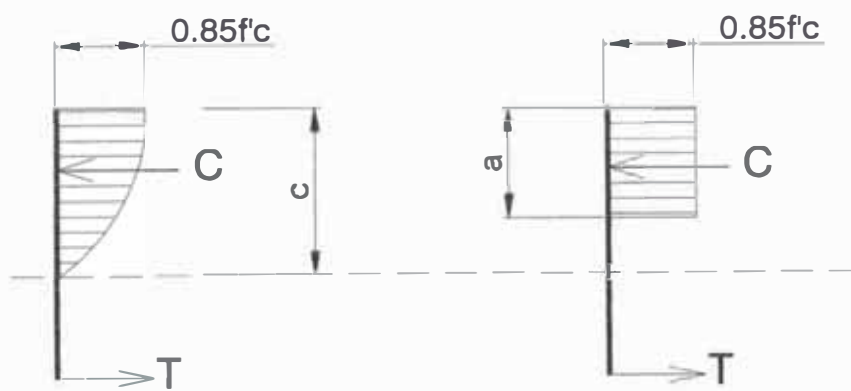
Adicionalmente se deberá cumplir las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, satisfaciendo con las hipótesis de diseño por flexión las cuales son:

- a) Las deformaciones en concreto y refuerzo son directamente proporcionales a su distancia al eje neutro.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.
- d) El concreto falla al alcanzar una deformación unitaria última de 0.003
- d) El esfuerzo en el acero antes de alcanzar la fluencia es igual al producto de su módulo de elasticidad por su deformación unitaria. Para deformaciones mayores a la de la fluencia, el esfuerzo en el refuerzo será independiente de la deformación e igual a  $f_y$ .
- a) La resistencia a la tracción del concreto es despreciada.
- f) El diagrama esfuerzo–deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto se puede definir como:

- Un esfuerzo constante en el concreto de  $0.85f'_c$  que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 x_c$  de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.
- La distancia  $c$ , desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.

- El factor  $\beta_1$  deberá tomarse como 0.85 para resistencias de concreto  $f'c$  hasta de 280 kg/cm<sup>2</sup>. Para resistencias superiores a 280 kg/cm<sup>2</sup>,  $\beta_1$  disminuirá a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm<sup>2</sup> de aumento de  $f'c$ , con un valor mínimo de 0.65.

Esta hipótesis se basa en la teoría del block rectangular de Whitney. Por lo tanto se usará dicho fundamento para el diseño de elementos a flexión.



Para el cálculo del área de acero se usarán las siguientes fórmula:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b}$$

Donde:

- As,** es el área de acero, en cm<sup>2</sup>
- Mu,** es el momento requerido por la sección del elemento estructural, en Kg-cm.
- ø,** es el factor de reducción de resistencia, 0.9
- d,** es el peralte de la viga medida a partir de la fibra extrema en compresión al centroide del área de acero en tracción, en cm.
- a,** es la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de Whitney, en cm.
- b,** es el ancho de la viga, en cm.
- f'c** es la resistencia a la compresión del concreto, en kg/cm<sup>2</sup>.
- fy** es la resistencia a la tracción del acero, en kg/cm<sup>2</sup>.

### 5.1.3 DISEÑO POR CORTE:

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- Vu,** es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.
- Vn** es la resistencia nominal al corte de la sección.
- Vs** es la resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el refuerzo.

Las secciones situadas a una distancia menor que “d” desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza Vu calculada a una distancia “d”, si se cumple las siguientes condiciones:

- Cuando la reacción del apoyo, en dirección del corte aplicado, introduzca compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.

- Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia “d”.

La contribución del concreto  $V_c$  podrá evaluarse considerando:

- a) Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \, b_w \, d$$

- b) Para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \, b_w \, d \, ( 1 + 0.0071 \, N_u / A_g )$$

### 5.1.3.1 REFUERZO POR CORTE

El refuerzo por corte puede estar compuesto por:

- Estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento.
- Estribos perpendiculares al eje del elemento y barras dobladas que formen un ángulo de 30° o más con el eje del elemento.
- Espirales.

Cuando el esfuerzo cortante  $V_u$  exceda de  $\phi V_c$ , deberá proporcionarse refuerzo por corte, de manera que se cumpla:

$$V_u \leq \phi V_n \quad , \quad V_n = V_c + V_s$$

Como se va a utilizar estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = ( A_v \, f_y \, d ) / s$$

Donde  $A_v$  es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia  $S$  proporcionada por la suma de áreas de las ramas  $\phi$  de los estribos ubicados en el alma.

El control del espaciamiento máximo entre estribos, además de garantizar el adecuado comportamiento de la estructura frente a solicitaciones de corte, permite dar apoyo al refuerzo longitudinal en compresión evitando su pandeo y el desprendimiento del concreto.

Si se cumple que:

$$V_s \leq 1.10 \sqrt{f'c} \, bw \, d$$

Entonces, el espaciamiento máximo del refuerzo transversal para estribos perpendiculares al eje del elemento será el menor de :

$$S \leq 60 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S \leq d / 2$$

En caso que  $V_s > 1.10 \sqrt{f'c} \, bw \, d$  , los espaciamientos máximos deberán reducirse a la mitad, es decir:

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S \leq d / 4$$

Además, el refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el comportamiento dúctil del elemento. Esta limitación también provee un efectivo control del ancho de las grietas inclinadas.

$$V_s \text{ max.} \leq 2.10 \sqrt{f'c} \, bw \, d$$

En caso que se requiera un aporte mayor del refuerzo transversal es necesario incrementar las dimensiones de la sección del elemento o aumentar la resistencia del concreto.

#### 5.1.4 ANCLAJES Y EMPALMES

La longitud de desarrollo en tracción es definida por la Norma E.060 en su artículo 8.2.1, define como longitud de desarrollo básica ( $l_{db}$ ) a la mayor de las obtenidas por las siguientes fórmulas:

$$l_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'c}$$

$$l_{db} = 0.006 d_b f_y$$

Siendo la longitud de desarrollo, la obtenida de multiplicar el valor de  $l_{db}$  por 1.4, en el caso de barras horizontales que tengan por debajo más de 30 cm de concreto fresco, pero en ningún caso deberá ser menor de 30 cm.

La longitud de desarrollo básica en compresión, se define en el artículo 8.3.1 de la Norma E. 060, como la mayor de :

$$l_{db} = 0.08 d_b f_y \sqrt{f'_c}$$

$$l_{db} = 0.004 d_b f_y$$

$$l_{db} \geq 20 \text{ cm.}$$

La longitud mínima de empalmes en tracción en los empalmes traslapados, se define en el art. 8.11.1 de la Norma E.060, como 1.7 veces la longitud de desarrollo a tracción y 1.3 veces la longitud de desarrollo a tracción, pero nunca menor de 30 cm.

Para barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción  $l_{dg}$ , medida desde la sección crítica hasta borde exterior del dobléz, será la mayor de

$$l_{dg} = 318 d_b / \sqrt{f'_c}$$

$$l_{dg} = 8 d_b$$

$$l_{dg} = 15 \text{ cm}$$

Para los anclajes en compresión no se reconoce el aporte de los ganchos, y la longitud de los ganchos estándar (doblez de 90°) es de  $12d_b$ .

Siendo la longitud de desarrollo, la obtenida de multiplicar el valor de  $l_{db}$  por 1.4, en el caso de barras horizontales que tengan por debajo más de 30 cm de concreto fresco, pero en ningún caso deberá ser menor de 30 cm.

La longitud de desarrollo básica en compresión, se define en el artículo 8.3.1 de la Norma E. 060, como la mayor de :

$$l_{db} = 0.08 d_b f_y \sqrt{f'_c}$$

$$l_{db} = 0.004 d_b f_y$$

$$l_{db} \geq 20 \text{ cm.}$$

La longitud mínima de empalmes en tracción en los empalmes traslapados, se define en el art. 8.11.1 de la Norma E.060, como 1.7 veces la longitud de desarrollo a tracción y 1.3 veces la longitud de desarrollo a tracción, pero nunca menor de 30 cm.

Para barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción  $l_{dg}$ , medida desde la sección crítica hasta borde exterior del doblé, será la mayor de :

$$l_{dg} = 318 d_b / \sqrt{f'_c}$$

$$l_{dg} = 8 d_b$$

$$l_{dg} = 15 \text{ cm}$$

Para los anclajes en compresión no se reconoce el aporte de los ganchos, y la longitud de los ganchos estándar (doblez de 90°) es de  $12d_b$ .

## 5.2 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

La losa aligerada es de 25 cm de peralte, para todos los niveles, por lo que tenemos :

### CARGA MUERTA:

Carga de peso propio	350 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	120 kg/m <sup>2</sup>
Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta	<u>570 kg/m<sup>2</sup></u>

### CARGA VIVA:

De acuerdo a la norma E.020 en su tabla 3.2.1, se tiene para edificaciones que tendrán uso de Centros Educativo se tiene:

Sobrecargas en aulas	300 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecargas corredores	400 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecargas en escaleras	400 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecargas en Azotea	150 kg/m <sup>2</sup>

Por lo que se tiene para losa aligerada del 1° al 4° piso:

CM / vigueta	228 kg/m
CV / vigueta	120 kg/m

Por lo que se tiene para losa aligerada del 5° piso:

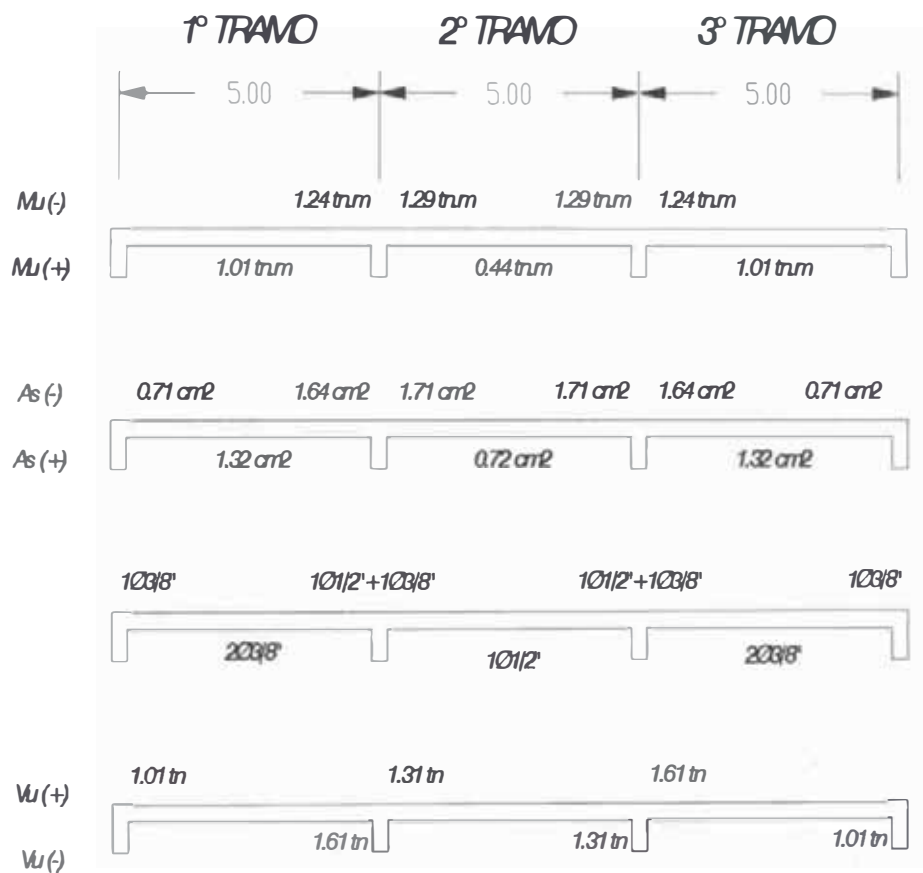
CM / vigueta	180 kg/m
CV / vigueta	60 kg/m

Se está considerando que la losa aligerada será vaciada junto con las vigas, es decir son elementos construidos monolíticamente con los apoyos, los momentos a utilizar son en la cara de los apoyos y por ser una construcción continua, las luces consideradas son de



5.2.1 ALIGERADO DE TRES TRAMOS (PLANTA TIPICA 1°,2°,3° Y 4° PISO):

Luces en cada tramo	5.00 m.
Wd	0.288 tn/m
WI	0.120 tn/m.
$Wu = 1.5Wd + 1.8WI = 0.65 \text{ tn/m}$	



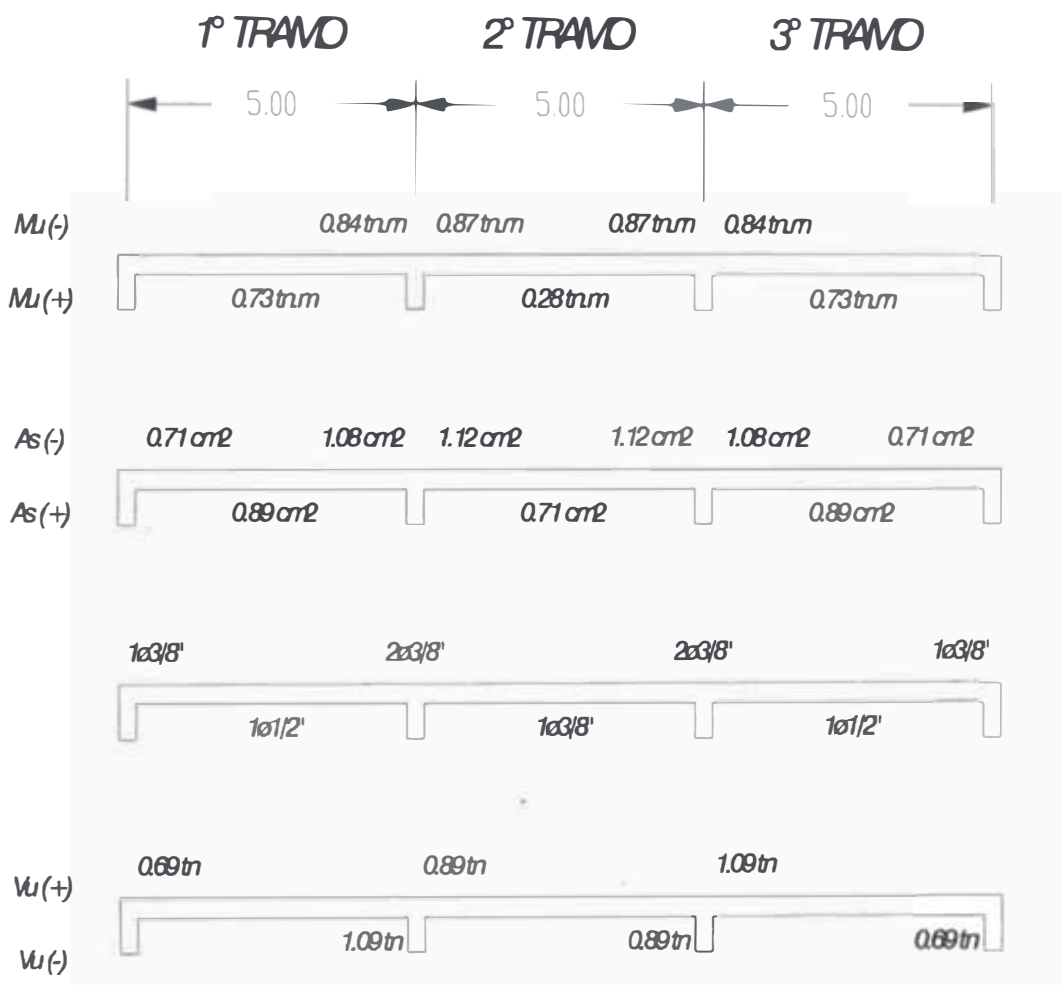
Como  $V_u = 1.61 \text{ tn} > \phi V_c = 1.55 \text{ tn} \Rightarrow$  habrá ensanche de viguetas

$$X = (V_u - \phi V_c) / W_u = 9.26 \text{ cm}$$

**Se tomara ensanche de 30 cm en el 1° y 3° Tramo**

5.2.2 ALIGERADO DE TRES TRAMOS (PLANTA 5° PISO):

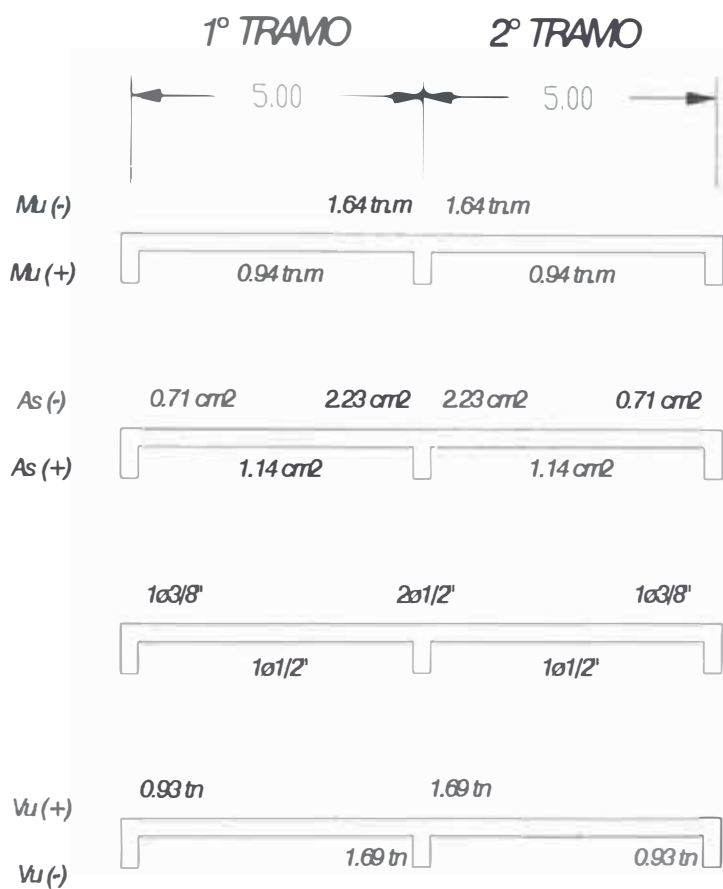
Luces en cada tramo	5.00 m.
$W_d$	0.180 tn/m
$W_l$	0.060 tn/m.
$W_u = 1.5W_d + 1.8W_l = 0.38 \text{ tn/m}$	



Como  $V_u = 1.09 \text{ tn} < \phi V_c = 1.55 \text{ tn} \Rightarrow$  no necesita ensanche de viguetas

5.2.3 ALIGERADO DE DOS TRAMOS (PLANTA TIPICA 1°,2°,3° Y 4° PISO):

Luces en cada tramo	5.00 m.
Wd	0.288 tn/m
WI	0.120 tn/m.
$Wu = 1.5Wd + 1.8WI = 0.65 \text{ tn/m}$	

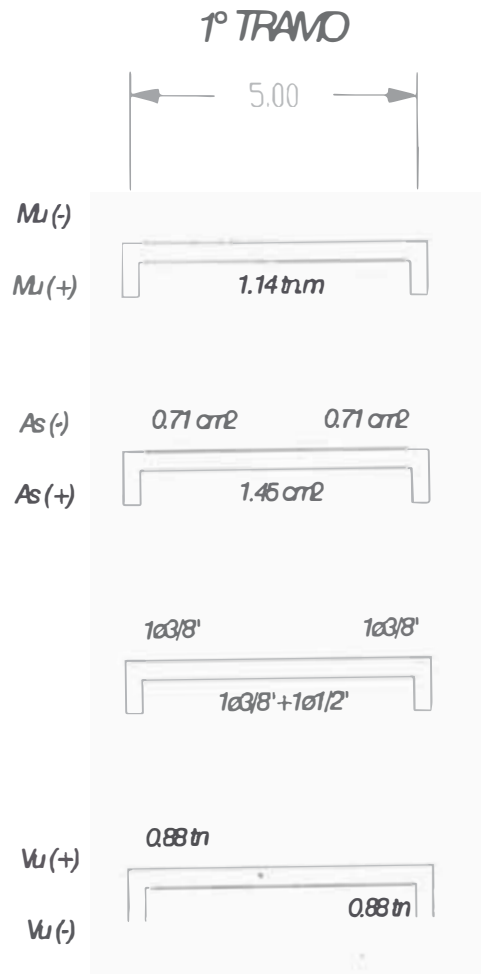


Como  $V_u = 1.69 \text{ tn} > \phi V_c = 1.55 \text{ tn} \Rightarrow$  habrá ensanche de viguetas  
 $X = (V_u - \phi V_c) / W_u = 22 \text{ cm}$

**Se tomara ensanche de 30 cm en el 1° y 2° Tramo**

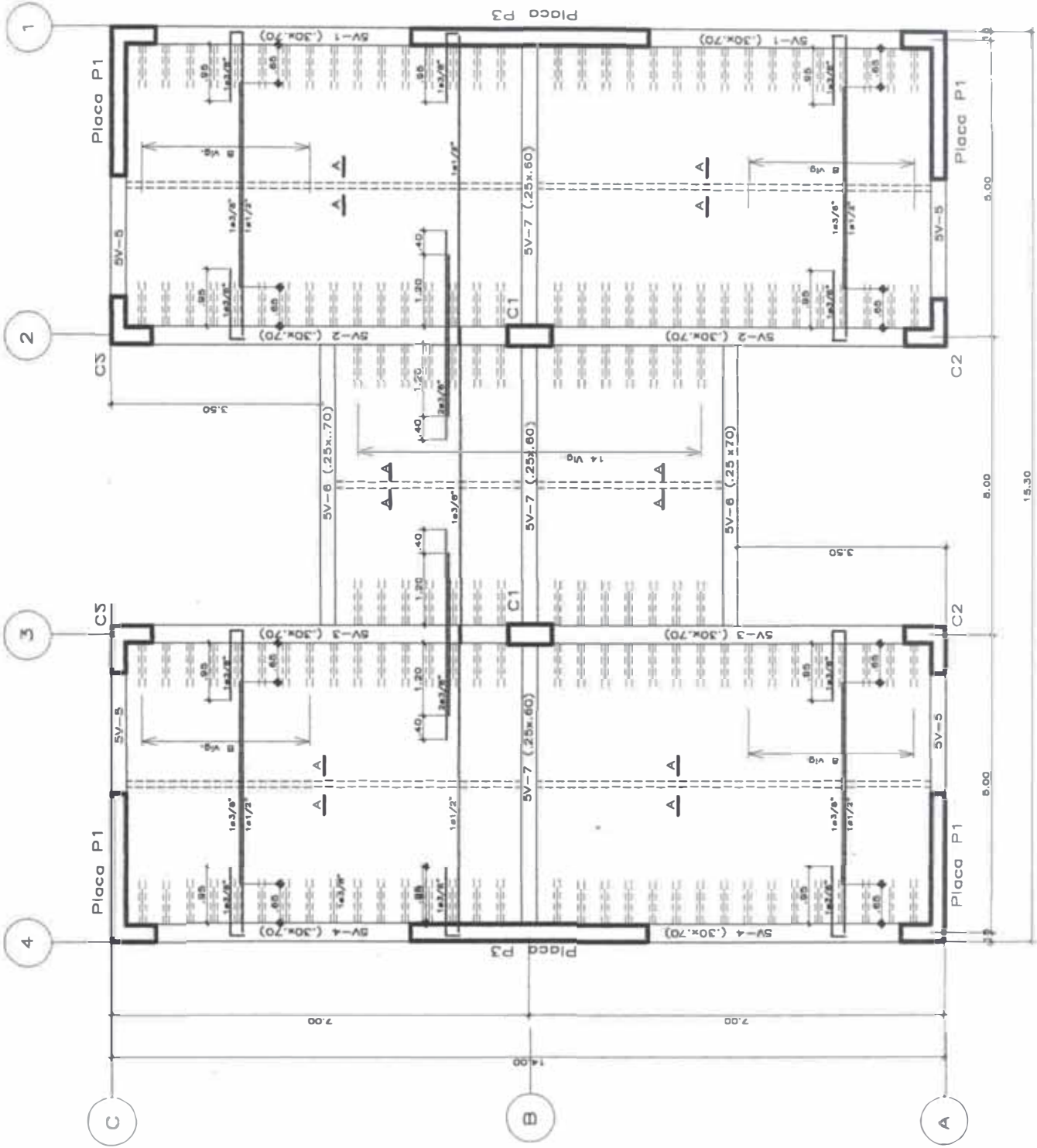
5.2.4 ALIGERADO DE UN TRAMO (PLANTA 5° PISO):

Luces en cada tramo	5.00 m.
$W_d$	0.180 tn/m
$W_I$	0.060 tn/m.
$W_u = 1.5W_d + 1.8W_I = 0.38 \text{ tn/m}$	



Como  $V_u = 0.88 \text{ tn} < \phi V_c = 1.55 \text{ tn} \Rightarrow$  no necesita ensanche de viguetas





# Aligerado 5° Piso

(  $h = 0.25$  ,  $s/c = 150 \text{ kg/m}^2$  )

### 5.3 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas a diseñar tienen las siguientes dimensiones:

- En la dirección X-X:

Eje A y Eje C 0.25 x 0.70

Eje B 0.25 x 0.60

- En la dirección Y-Y:

Eje 1 y Eje 4 0.30 x 0.70

Eje 2 y Eje 3 0.30 x 0.70

Se considerará para el diseño:

$$f'c = 210 \text{ kg/m}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\phi = 0.90$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = ( 0.85 \times \beta_1 \times f'c / fy ) \times ( 6000 / ( 6000 + fy ) )$$

$$\rho_b = 2.13 \text{ E-02}$$

Cuantía máxima:

$$\rho_{\text{max.}} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{\text{max.}} = 1.59 \text{ E-02}$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{\text{min.}} = 0.7 \sqrt{f'c} / fy$$

$$\rho_{\text{min.}} = 2.42 \text{ E-03}$$

Peralte efectivo:

$$d = H - ( \text{Rec.} + \phi_{\text{estr.}} + \phi/2 )$$

- En la Vigas de H = 0.70: d = 0.65
- En la Vigas de H = 0.60: d = 0.55

### 5.3.1 VIGAS EN PORTICOS: EJE #1 Y EJE #4:

De los resultados obtenidos del análisis de cargas por uso del programa Sap2000

Planta 1°,2°,3° y 4° Piso:

Elemento	Ubicación	Momento Mu (tn.m)		Cortante Vu (tn)	
		Mu (-)	Mu(+)	Vu (-)	Vu(+)
Viga A-B	Izquierdo	24.64	17.62	18.59	3.20
	Centro		8.07		
	Derecho	26.39	16.51	5.56	22.11
Viga B-C	Izquierdo	24.57	14.69	19.19	2.64
	Centro		8.07		
	Derecho	25.51	18.13	5.68	21.07

Planta 5° Piso:

Elemento	Ubicación	Momento Mu (tn.m)		Cortante Vu (tn)	
		Mu (-)	Mu(+)	Vu (-)	Vu(+)
Viga A-B	Izquierdo	13.72	10.43	13.18	1.26
	Centro		7.12		
	Derecho	22.05	12.26	3.05	18.00
Viga B-C	Izquierdo	20.36	10.57	15.22	0.28
	Centro		7.30		
	Derecho	15.09	11.79	3.89	15.80

Calculo del área del acero:

Se tiene:

$$As \text{ máx.} = \rho \text{ max.} \cdot b \cdot d = 31.01 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín.} = \rho \text{ min.} \cdot b \cdot d = 4.71 \text{ cm}^2$$



Planta 1°,2°,3° y 4° Piso

Elemento	Ubicación	Area del Refuerzo			
		As (-) cm2		As (+) cm2	
Viga A-B	Izquierdo	10.72	2ø3/4" + 3ø5/8"	7.35	2ø3/4" + 2ø5/8"
	Centro			4.71	2ø3/4"
	Derecho	11.55	2ø3/4" + 3ø5/8"	7.02	2ø3/4" + 1ø5/8"
Viga B-C	Izquierdo	10.72	2ø3/4" + 3ø5/8"	6.21	2ø3/4" + 1ø5/8"
	Centro			4.71	2ø3/4"
	Derecho	11.13	2ø3/4" + 3ø5/8"	7.74	2ø3/4" + 2ø5/8"

Planta 5° Piso:

Elemento	Ubicación	Area del Refuerzo			
		As (-) cm2		As (+) cm2	
Viga A-B	Izquierdo	5.79	2ø3/4" + 1ø5/8"	4.71	2ø3/4"
	Centro			4.71	3ø5/8"
	Derecho	9.52	2ø3/4" + 2ø5/8"	5.15	2ø3/4"
Viga B-C	Izquierdo	8.75	2ø3/4" + 2ø5/8"	4.71	2ø3/4"
	Centro			4.71	3ø5/8"
	Derecho	6.39	2ø3/4" + 1ø5/8"	4.95	2ø3/4"

RESISTENCIA AL CORTE:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b.d = 14.98 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 13.48 \text{ tn}$$

Uniformizando el esfuerzo cortante en todas las vigas del Pórtico:

$$\Rightarrow V_u = 22.11 \text{ tn}$$

como :  $V_u > \phi V_c$  se deberá proporcionar refuerzo por corte

se tiene:  $V_n = V_c + V_s$  y  $V_u = \phi V_n$

$$\phi V_s = 8.63 \text{ tn}$$

$$V_s = 9.59 \text{ tn}$$

Utilizando estribos de  $\phi 3/8"$   $\Rightarrow A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$V_s = (A_v f_y d) / S$$

$$S = 40.42 \text{ cm}.$$

Control de espaciamiento máximo entre estribos:

$$V_s \leq 1.10 \sqrt{f'_c} b.d = 31.08 \text{ tn}$$

$$S_{\text{max.}} \leq d/2 = 32.5 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{max.}} = 30 \text{ cm.}$$

De acuerdo al artículo 13.7 de la norma E.060 para elementos a flexión:

A una distancia "2d" de la cara del apoyo

- $0.25 \times d = 16.25 \text{ cm.}$
  - $8d_b = 15.24 \text{ cm. (} d_b: \phi 3/4 \text{")}$
  - 30 cm
  - primer estribo a 5 cm.
- } S = 15 cm.

Usar :  $\phi 3/8$ " : 1 @ 5 cm, 9 @ 15 cm, r @ 30 cm.

### 5.3.2 VIGAS EN PORTICOS: EJE #2 Y EJE #3:

Planta 1°,2°,3° y 4° Piso:

Elemento	Ubicación	Momento Mu (tn.m)		Cortante Vu (tn)	
		Mu (-)	Mu(+)	Vu (-)	Vu(+)
Viga A-B	Izquierdo	41.98	19.31	35.45	33.73
	Centro				
	Derecho	39.34			
Viga B-C	Izquierdo	36.16	19.93	33.73	35.45
	Centro				
	Derecho	43.75			

Planta 5° Piso:

Elemento	Ubicación	Momento Mu (tn.m)		Cortante Vu (tn)	
		Mu (-)	Mu(+)	Vu (-)	Vu(+)
Viga A-B	Izquierdo	29.42	17.30	27.44	26.11
	Centro				
	Derecho	26.38			
Viga B-C	Izquierdo	24.99	17.30	26.11	27.44
	Centro				
	Derecho	30.32			

Calculo del área del acero:

Se tiene:

$$As \text{ máx.} = \rho \text{ máx.} \cdot b \cdot d = 31.01 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín.} = \rho \text{ mín.} \cdot b \cdot d = 4.71 \text{ cm}^2$$

Planta 1°,2°,3° y 4° Piso

Elemento	Ubicación	Area del Refuerzo			
		As (-) cm2		As (+) cm2	
Viga A-B	Izquierdo	19.34	3ø1" + 2ø3/4"	8.27	2ø3/4" + 2ø5/8"
	Centro				
	Derecho	17.95	2ø1" + 3ø3/4"		
Viga B-C	Izquierdo	17.95	2ø1" + 3ø3/4"	8.55	2ø3/4" + 2ø5/8"
	Centro				
	Derecho	20.28	3ø1" + 2ø3/4"		

Planta 5° Piso:

Elemento	Ubicación	Area del Refuerzo			
		As (-) cm2		As (+) cm2	
Viga A-B	Izquierdo	12.99	3ø3/4" + 3ø5/8"	7.37	2ø3/4" + 2ø5/8"
	Centro				
	Derecho	11.54	2ø3/4" + 3ø5/8"		
Viga B-C	Izquierdo	11.54	2ø3/4" + 3ø5/8"	7.37	2ø3/4" + 2ø5/8"
	Centro				
	Derecho	13.43	3ø3/4" + 3ø5/8"		

RESISTENCIA AL CORTE:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b.d = 14.98 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 13.48 \text{ tn}$$

Uniformizando el esfuerzo cortante en todas las vigas del Pórtico:

$$\Rightarrow V_u = 35.45 \text{ tn}$$

como :  $V_u > \phi V_c$  se deberá proporcionar refuerzo por corte

se tiene:  $V_n = V_c + V_s$  y  $V_u = \phi V_n$

$$\phi V_s = 21.96 \text{ tn}$$

$$V_s = 24.40 \text{ tn}$$

Utilizando estribos de  $\phi 3/8"$   $\Rightarrow Av = 2.48 \text{ cm}^2$

$$Vs = (Av fy d) / S$$

$$S = 27.75 \text{ cm.}$$

Control de espaciamiento máximo entre estribos:

$$Vs \leq 1.10 \sqrt{f'c} b.d = 31.08 \text{ tn}$$

$$S \text{ max.} \leq d/2 = 32.5 \text{ cm.}$$

$$S \text{ max.} = 27.5 \text{ cm.}$$

De acuerdo al artículo 13.7 de la norma E.060 para elementos a flexión:

A una distancia "2d" de la cara del apoyo

- $0.25 \times d = 16.25 \text{ cm.}$
  - $8db = 15.24 \text{ cm. (db: } \phi 3/4\text{")}$
  - $30 \text{ cm.}$
  - primer estribo a  $5 \text{ cm.}$
- }  $S = 15 \text{ cm.}$

Usar : Planta 1°,2°,3° y 4° Piso:

**2 $\phi$  3/8": 1@ 5 cm, 9 @ 15 cm, r @ 27.5 cm.**

Usar : Planta 5° Piso:

**2 $\phi$  3/8": 1@ 5 cm, 9 @ 15 cm, r @ 30 cm.**

### 5.3.3 VIGAS EN PORTICOS: EJE #A Y EJE #C:

Planta 1°,2°,3° y 4° Piso:

Elemento	Ubicación	Momento Mu (tn.m)		Cortante Vu (tn)	
		Mu (-)	Mu(+)	Vu (-)	Vu(+)
Viga 1-2	Izquierdo	22.78	20.44	23.63	17.87
	Centro				
	Derecho	22.27	22.02	19.58	23.40
Viga 2-3	Izquierdo	20.85	16.49	14.73	6.48
	Centro				
	Derecho	21.66	17.30	8.43	16.67
Viga 3-4	Izquierdo	21.93	21.67	22.04	18.21
	Centro				
	Derecho	22.62	20.28	18.76	24.52

Planta 5° Piso:

Elemento	Ubicación	Momento Mu (tn.m)		Cortante Vu (tn)	
		Mu (-)	Mu(+)	Vu (-)	Vu(+)
Viga 1-2	Izquierdo	16.36	14.81	14.93	9.61
	Centro				
	Derecho	19.75	17.36	10.93	16.84
Viga 2-3	Izquierdo				
	Centro				
	Derecho				
Viga 3-4	Izquierdo	19.75	17.36	9.46	3.60
	Centro				
	Derecho	16.36	14.81	5.2	10.56

Calculo del área del acero:

Se tiene:

$$\text{As máx.} = \rho \text{ max. } b \times d = 31.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min.} = \rho \text{ min. } b \times d = 4.71 \text{ cm}^2$$

Planta 1°, 2°, 3° y 4° Piso

Elemento	Ubicación	Area del Refuerzo			
		As (-) cm2		As (+) cm2	
Viga 1-2	Izquierdo	9.86	2ø3/4" + 3ø5/8"	8.79	2ø3/4" + 2ø5/8"
	Centro	4.71	2ø3/4"	4.71	2ø3/4"
	Derecho	9.62	2ø3/4" + 2ø5/8"	9.51	2ø3/4" + 2ø5/8"
Viga 2-3	Izquierdo	8.98	2ø3/4" + 2ø5/8"	7.01	2ø3/4" + 1ø5/8"
	Centro	4.71	2ø3/4"	4.71	2ø3/4"
	Derecho	9.34	2ø3/4" + 2ø5/8"	7.37	2ø3/4" + 1ø5/8"
Viga 3-4	Izquierdo	9.47	2ø3/4" + 2ø5/8"	9.35	2ø3/4" + 2ø5/8"
	Centro	4.71	2ø3/4"	4.71	2ø3/4"
	Derecho	9.79	2ø3/4" + 3ø5/8"	8.71	2ø3/4" + 2ø5/8"

Planta 5° Piso:

Elemento	Ubicación	Area del Refuerzo			
		As (-) cm2		As (+) cm2	
Viga 1-2	Izquierdo	6.95	2ø3/4" + 1ø5/8"	6.27	2ø3/4" + 1ø5/8"
	Centro	4.71	2ø3/4"	4.71	2ø3/4"
	Derecho	8.47	2ø3/4" + 2ø5/8"	7.40	2ø3/4" + 1ø5/8"
Viga 2-3	Izquierdo				
	Centro				
	Derecho				
Viga 3-4	Izquierdo	8.47	2ø3/4" + 2ø5/8"	7.40	2ø3/4" + 1ø5/8"
	Centro	4.71	2ø3/4"	4.71	2ø3/4"
	Derecho	6.95	2ø3/4" + 1ø5/8"	6.2	2ø3/4" + 1ø5/8"

RESISTENCIA AL CORTE:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b.d = 14.98 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 13.48 \text{ tn}$$

Uniformizando el esfuerzo cortante en todas las vigas del Pórtico:

$$\Rightarrow V_u = 24.52 \text{ tn}$$

como :  $V_u > \phi V_c$  se deberá proporcionar refuerzo por corte

se tiene:  $V_n = V_c + V_s$  y  $V_u = \phi V_n$

$$\phi V_s = 11.04 \text{ tn}$$

$$V_s = 12.27 \text{ tn}$$

Utilizando estribos de  $\phi 3/8"$   $\Rightarrow A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$V_s = (A_v f_y d) / S$$

$$S = 31.59 \text{ cm.}$$

Control de espaciamiento máximo entre estribos:

$$V_s \leq 1.10 \sqrt{f'c} b.d = 25.90 \text{ tn}$$

$$S \text{ max. } \leq d/2 = 32.5 \text{ cm.}$$

$$S \text{ max. } = 30 \text{ cm.}$$

De acuerdo al artículo 13.7 de la norma E.060 para elementos a flexión:

A una distancia "2d" de la cara del apoyo

- $0.25 \times d = 16.25 \text{ cm.}$
  - $8d_b = 15.24 \text{ cm. (} d_b: \phi 3/4\text{")}$
  - $30 \text{ cm.}$
  - primer estribo a  $5 \text{ cm.}$
- }  $S = 15 \text{ cm.}$

Usar :  $\phi 3/8"$ : **1 @ 5 cm, 9 @ 15 cm, r @ 30 cm.**



### 5.3.4 VIGAS EN PORTICOS: EJE #B:

Planta 1°,2°,3°,4° y 5° Piso:

Elemento	Ubicación	Momento Mu (tn.m)		Cortante Vu (tn)	
		Mu (-)	Mu(+)	Vu (-)	Vu(+)
Viga 1-2	Izquierdo	11.87	4.31	10.02	9.93
	Centro				
	Derecho	11.76			
Viga 2-3	Izquierdo	9.22	4.25	9.43	10.87
	Centro				
	Derecho	11.04			
Viga 3-4	Izquierdo	9.66	4.06	9.33	10.73
	Centro				
	Derecho	14.45			

Calculo del área del acero:

Se tiene:

$$As \text{ máx.} = \rho \text{ max.} \cdot b \cdot d = 31.01 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min.} = \rho \text{ min.} \cdot b \cdot d = 4.71 \text{ cm}^2$$

Planta 1°,2°,3°,4° y 5° Piso

Elemento	Ubicación	Área del Refuerzo			
		As (-) cm <sup>2</sup>		As (+) cm <sup>2</sup>	
Viga 1-2	Izquierdo	6.79	4ø5/8"	3.62	3ø5/8"
	Centro				
	Derecho	5.47	3ø5/8"		
Viga 2-3	Izquierdo	4.24	3ø5/8"	3.62	3ø5/8"
	Centro				
	Derecho	5.12	3ø5/8"		
Viga 3-4	Izquierdo	4.45	3ø5/8"	3.62	3ø5/8"
	Centro				
	Derecho	6.79	4ø5/8"		

RESISTENCIA AL CORTE:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b.d = 14.98 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 13.48 \text{ tn}$$

Uniformizando el esfuerzo cortante en todas las vigas del Pórtico:

$$\Rightarrow V_u = 10.73 \text{ tn}$$

como :  $V_u < \phi V_c$  no requiere proporcionar refuerzo por corte

De acuerdo al artículo 13.7 de la norma E.060 para elementos a flexión:

A una distancia "2d" de la cara del apoyo

- $0.25 \times d = 16.25 \text{ cm.}$
  - $8db = 15.24 \text{ cm. (db: } \phi 3/4\text{")}$
  - $30 \text{ cm.}$
  - primer estribo a  $5 \text{ cm.}$
- }  $S = 15 \text{ cm.}$

Usar :  $\phi 3/8\text{"}$ :  $1 @ 5 \text{ cm, } 9 @ 15 \text{ cm, } r @ 30 \text{ cm.}$

## 5.4 DISEÑO DE COLUMNAS

### CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

La norma E.060, en su artículo 12.6.1 dice que el área de refuerzo longitudinal para elementos sujetos a compresión (columnas), no deberá ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total de la sección.

Considerando la cuantía mínima se tiene:

$$A_{smin.} = 0.01 \times 35 \times 75 = 26.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax.} = 0.06 \times 35 \times 75 = 157.50 \text{ cm}^2$$

Si se analiza una sección transversal sometida a flexocompresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momento, conforme se varíe la posición del eje neutro, estas variaciones están representadas por el diagrama de interacción.

Sin embargo, dicho diagrama de interacción tendrá ciertas restricciones, en su carga de diseño máxima y en la carga de diseño que puede trabajar a flexión.

La máxima carga axial que puede soportar una columna ( $P_o$ ) corresponde a la combinación carga axial-momento flector en la cual el momento es nulo.

$$P_o = 0.85 f'c ( A_g - A_{st} ) + A_{st} f_y$$

donde:

$$A_g = 35 \times 75 = 2625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumiendo cuantía de 3\% : } A_{st} = 78.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow P_o = 785.26 \text{ tn}$$

Así mismo, en el artículo 12.3.1 de la norma E.060, cualquier elemento sujeto a flexocompresión con cargas de diseño  $\phi P_n$  menores a  $0.10 f'c A_g$  ó  $\phi P_b$ , el porcentaje de refuerzo máximo proporcionado debe ser considerado a flexión.

En el artículo 12.3.2 de la norma E.060, la resistencia de diseño  $\phi P_n$  de elementos en compresión no se tomará mayor que:

Para elementos con estribos:

$$\phi P_n \text{ max.} = 0.80 \phi ( 0.85 f'c ( A_g - A_{st} ) + A_{st} f_y )$$

$$\Rightarrow \phi P_n \text{ max.} = 439.75 \text{ tn}$$

## CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA COLUMNA C1:

De los resultados obtenidos por el programa SAP2000 se tiene:

Columna C1	Pórtico eje#2		Pórtico eje#B	
	Pu (tn)	Mu (tn.m)	Pu (tn)	Mu (tn.m)
	367.88	16.42	143.68	4.98

Asiendo uso del programa PCACOL versión 2.3

Se tiene:  $\rho = 2.20 \%$

Sección : 35 cm x 75 cm

$$\mathbf{A_{st} = 57.78 \text{ cm}^2 < 8\phi 1" + 6\phi 3/4"}$$

A pesar de la restricciones del diagrama de interacción, se puede notar que las cargas requeridas mostradas en los resultados del Programa Sap2000 se hallan dentro de dicho diagrama, por lo que tanto la cuantía asumida es satisfactoria.

## VERIFICACION POR CORTE EN LA COLUMNA C1:

Analizando la columna en la dirección del pórtico se tiene:

$$d = 75 - \text{rec.} - \phi \text{ est.} - \phi \text{ var.}$$
$$d = 68.78 \text{ cm.}$$

de los resultados Sap2000:

$$V_u = 7.22 \text{ tn.}$$

El cortante que resiste el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d ( 1 + 0.0071 N_u / A_g )$$
$$V_c = 36.89 \text{ tn.}$$

En el artículo 13.3.4.1 de la norma, estipula que se debería proporcionarse un área mínima de refuerzo por corte cuando  $V_u$  exceda de  $0.5 \phi V_c$

$$0.5 \phi V_c = 12.91 \text{ tn.}$$

Por lo tanto no es necesario refuerzo por corte, sin embargo se deberá tener en cuenta que existe una disposición especial para el refuerzo transversal para elementos en flexo-compresión que resistan fuerzas de sismo según la norma E.060 artículo 13.7.2 además especifica que deberán colocarse estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud " $l_o$ " medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- Un sexto de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- 45 cm.

Estos estribos tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias de diseño por esfuerzo cortante sean mayores:

- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.
- El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5 cm. de la cara del nudo.

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá exceder de 16 veces el diámetro de la barra longitudinal del menor diámetro, la menor dimensión del elemento, ó 30 cm.

De donde:

$$l_o = l_n / 6 = 0.508 = 55 \text{ cm.} \quad (\text{para el } 1^\circ \text{ piso})$$

$$l_o = l_n / 6 = 0.425 = 45 \text{ cm.} \quad (\text{para el } 2^\circ, 3^\circ, 4^\circ \text{ y } 5^\circ \text{ piso})$$

la máxima dimensión transversal del elemento = 75 cm.

$$\Rightarrow l_o = 75 \text{ cm.}$$

Los estribos en la zona de confinamiento:

$$S_o \leq 35 / 2 = 17.5 \text{ cm.}$$

$$S_o = 10 \text{ cm.}$$

Los estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$16 d_b = 16 \times (3/4" \times 2.54) = 30.48 \text{ cm.}$$

menor dimensión del elemento = 35 cm.

$$S = 30 \text{ cm.}$$

El espaciamiento de los estribos dentro del nudo no deberá exceder de 15 cm.

Para la columna se usarán estribos de 3/8" de la siguiente forma:

$$\text{Ø } 3/8" : 1 @ 5\text{cm.}, 7 @ 10\text{cm.}, R @ 30\text{cm.}$$

Dentro del nudo

$$\text{Ø } 3/8" @ 15\text{cm.}$$

LONGITUD DE EMPALME:

La longitud de empalme en compresión para refuerzo de Ø1" es el mayor de:

1.  $l_d = 0.08 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$  ó  $l_d = 0.004 d_b f_y$   
 $l_d = 58.89 \text{ cm.}$  ó  $l_d = 42.67 \text{ cm.}$
2.  $0.007 d_b f_y = 74.67 \text{ cm.}$
3. 30 cm.

**Por lo tanto la longitud de empalme será. 75 cm.**

## 5.5 DISEÑO DE PLACAS

### DISEÑO POR FLEXIÓN

Primero deberá verificarse si el muro a diseñar es poco esbelto ó esbelto, para ello la Norma E.060 en su artículo 15.4.2.1, especifica que los muros con esfuerzos de flexión debidos a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente:

- a) Muros Esbeltos, (  $H / L \geq 1$  ) serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexocompresión, donde el refuerzo vertical se distribuirá a lo largo de la longitud del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos.
  
- b) Muros Poco Esbeltos, (  $H / L < 1$  ) con cargas axiales no son significativas, no son validos los lineamientos establecidos para la flexocompresión, debiéndose calcular el área de refuerzo del extremo en tracción por el método propuesto en la norma.

### DISEÑO DE LA PLACA P3 :

$$\text{Altura Total del Muro ( H ) = 16.75 m}$$

$$\text{Longitud ( L ) = 4.00 m}$$

$$H / L = 4.19 > 1 \Rightarrow \text{muro esbelto}$$

Cálculo de los valores de Carga axial (Pu) y Momentos (Mu)  
(resultados del programa Sap2000)

Placa P3	Dirección del pórtico		Dirección transv. pórtico	
	Pu (tn)	Mu (tn.m)	Pu (tn)	Mu (tn.m)
	527.70	825.94	294.20	12.93

### DISEÑO COMO ELEMENTO EN COMPRESION

Para el diseño del muro se empleará el método empírico descrito en la norma E.060 artículo 15.3.3, verificando que la resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central de su espesor total.

La resistencia a carga vertical  $\phi P_{nw}$  de un muro se determina:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'c Ag [ 1 - ( K l_c / 32t )]^2$$

donde:

- $\phi$  Factor de reducción de resistencia igual a 0.70
- K Factor de altura efectiva igual a 1.00
- $l_c$  Altura libre del muro .
- Ag Area de la sección transversal del muro

Se tiene:

$$\phi P_{nw} = 451.65 \text{ tn}$$

Como  $\phi P_{nw}$  es menor a la carga requerida, por lo que se diseñara la placa tomando las consideraciones establecidas en la norma E.060.

Así mismo, la longitud de confinamiento será:

$$C \geq Lw / ( 600 \times \delta u / hw )$$

considerando que:  $\delta u / hw = 0.007$

se tiene:  $C \geq 95.24 \text{ cm.}$

$$C = 100 \text{ cm.}$$

se confinara una distancia igual  $C - 0.1 \times Lw$  ó  $C / 2$  (mayor)



$$d_{\text{conf.}} = 60 \text{ cm.}$$

Asiando uso del programa PCACOL versión 2.3

Se tiene:  $\rho = 0.84 \%$

Sección : 30 cm x 400 cm

$$A_{st} = 100.80 \text{ cm}^2 <> 12\phi 1" + 4 \phi 3/4" + 22\phi 1/2"$$

Donde el refuerzo del confinamiento en ambos extremos es :

$$6\phi 1" + 2 \phi 3/4"$$

A pesar de la restricciones del diagrama de interacción, se puede notar que las cargas requeridas mostradas en los resultados del Programa Sap2000 se hallan dentro de dicho diagrama, por lo que tanto la cuantía asumida es satisfactoria.

#### DISEÑO POR FUERZA CORTANTE:

Según la Norma E.060 artículo 15.4.3.1, dice que los muros con refuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u < \phi V_n \quad , \quad V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} t d$$

$$V_u \leq 2.60 \sqrt{f'c} t d$$

Además, se tiene :  $d = 0.80 \times 400 = 320 \text{ cm.}$

$$\Rightarrow V_c = 87.56 \text{ tn}$$

$$\Rightarrow \phi V_c = 70.05 \text{ tn}$$

$$\Rightarrow V_u = 119.45 \text{ tn} \leq 2.60 \sqrt{f'c} t d = 361.70 \text{ tn}$$

Como  $V_u$  excede a  $\phi V_c$ , se debe colocar refuerzo horizontal por corte.

$$\phi V_s = 49.40 \text{ tn} \Rightarrow V_s = 58.12 \text{ tn}$$

Utilizando  $\phi 3/8"$  en dos caras  $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$S = A_v f_y d / V_s$$

$$S = 32.84 \text{ cm.}$$

Según el artículo 15.4.3.5 :

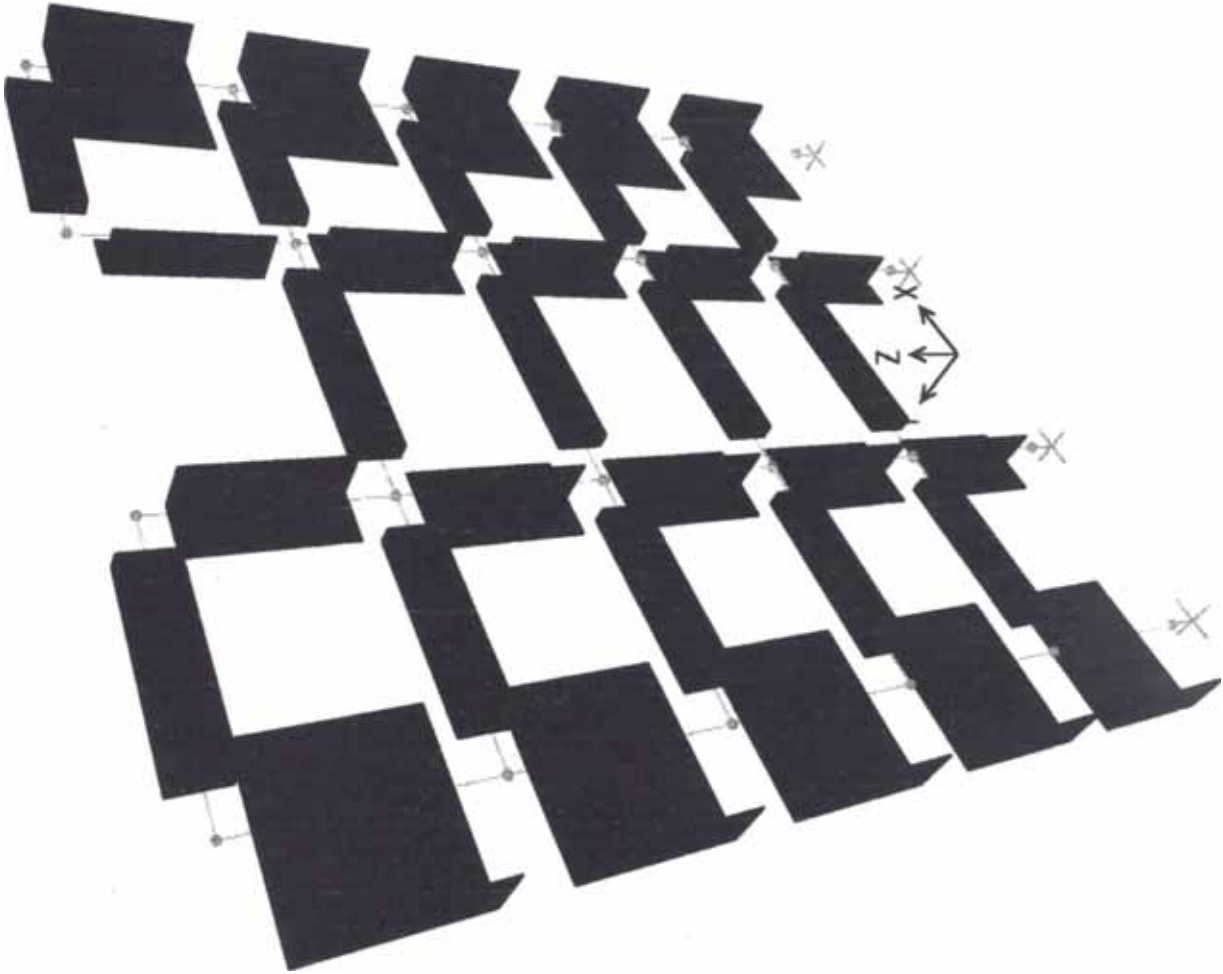
$$\begin{aligned} S_o &= L/3 = 133 \text{ cm.} \\ &= 3t = 90 \text{ cm.} \\ &= 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

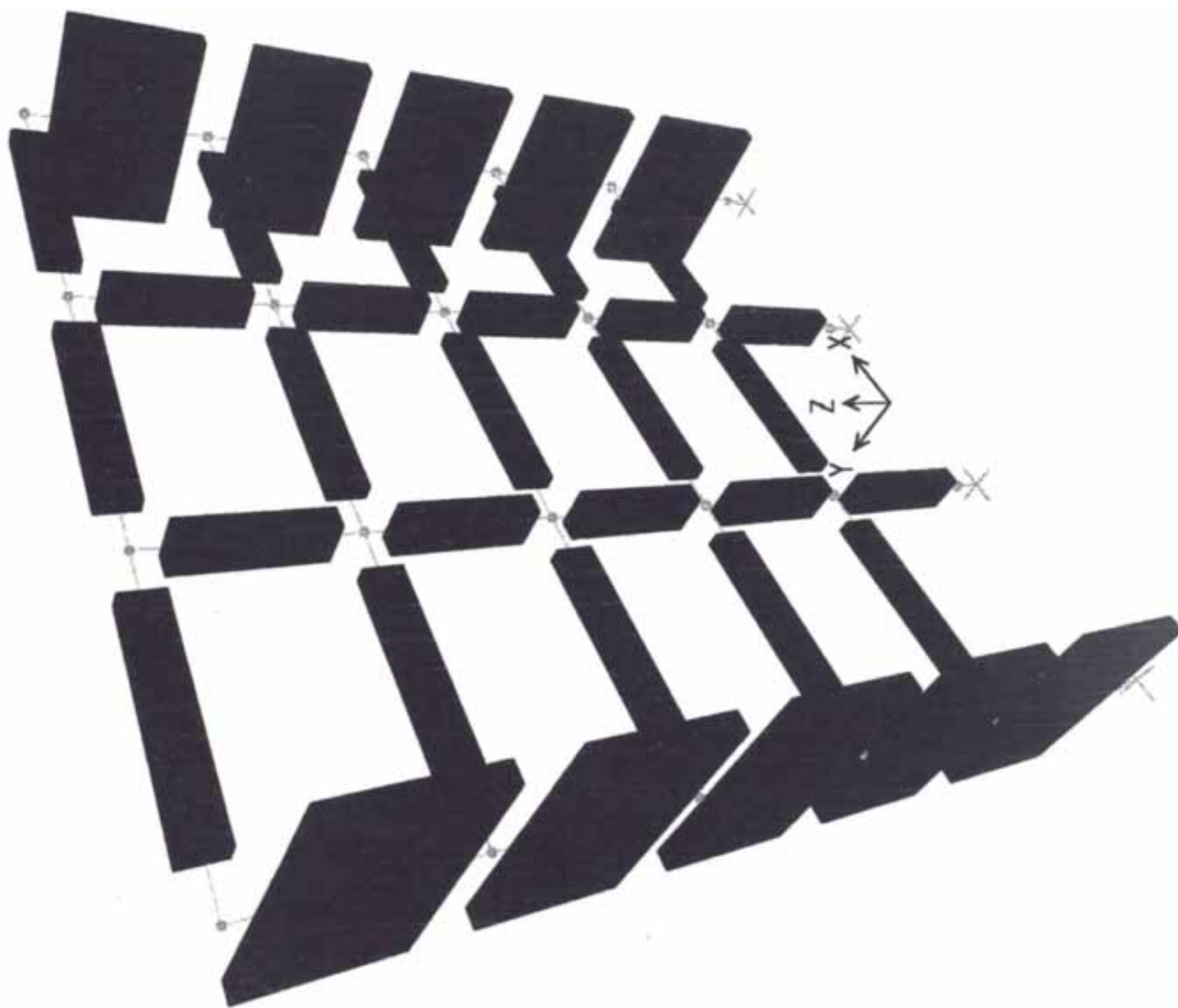
Por lo que se considerará :  $S = 30 \text{ cm.}$

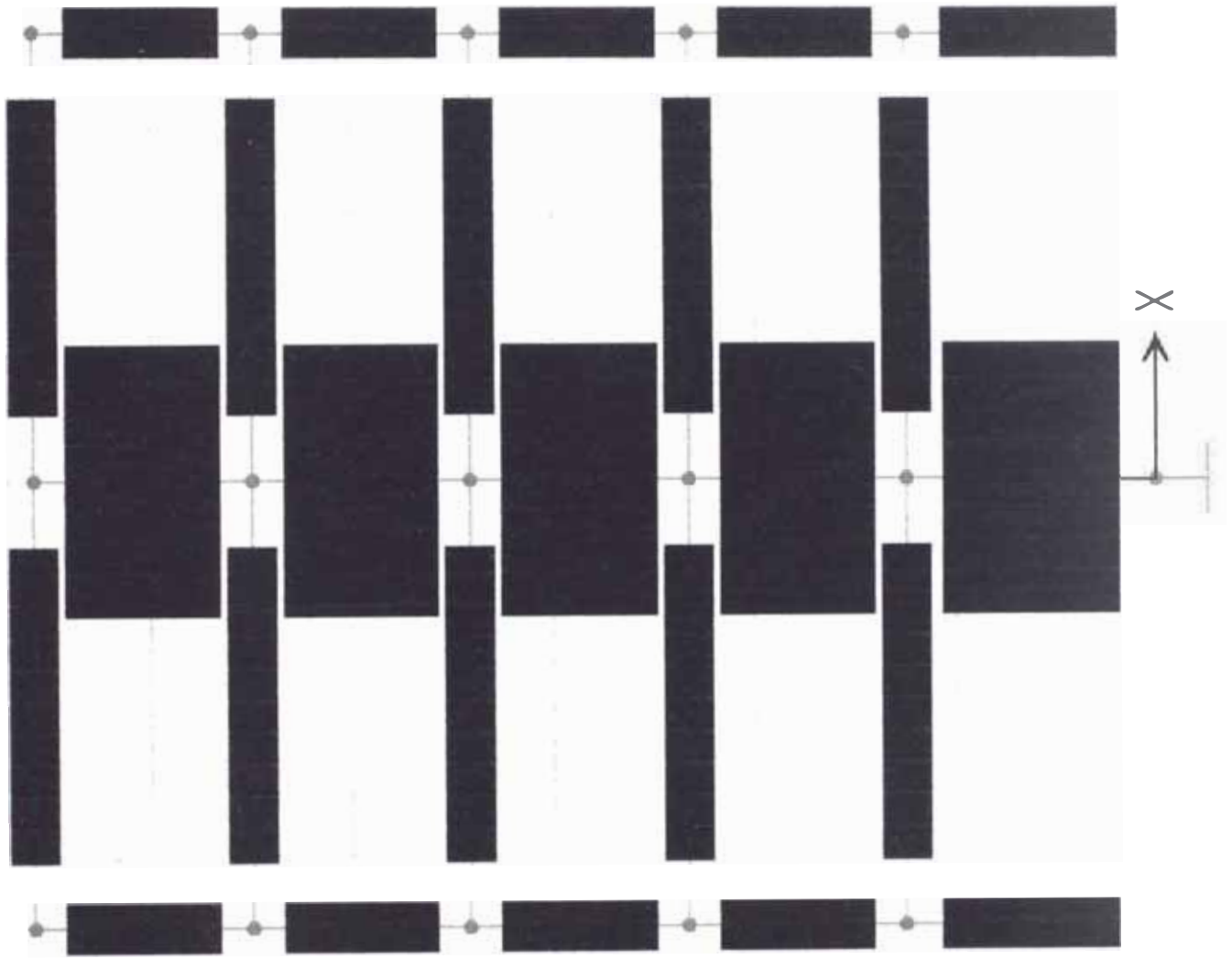
**As h =  $\phi 3/8"$  @ 30 cm. en doble malla**

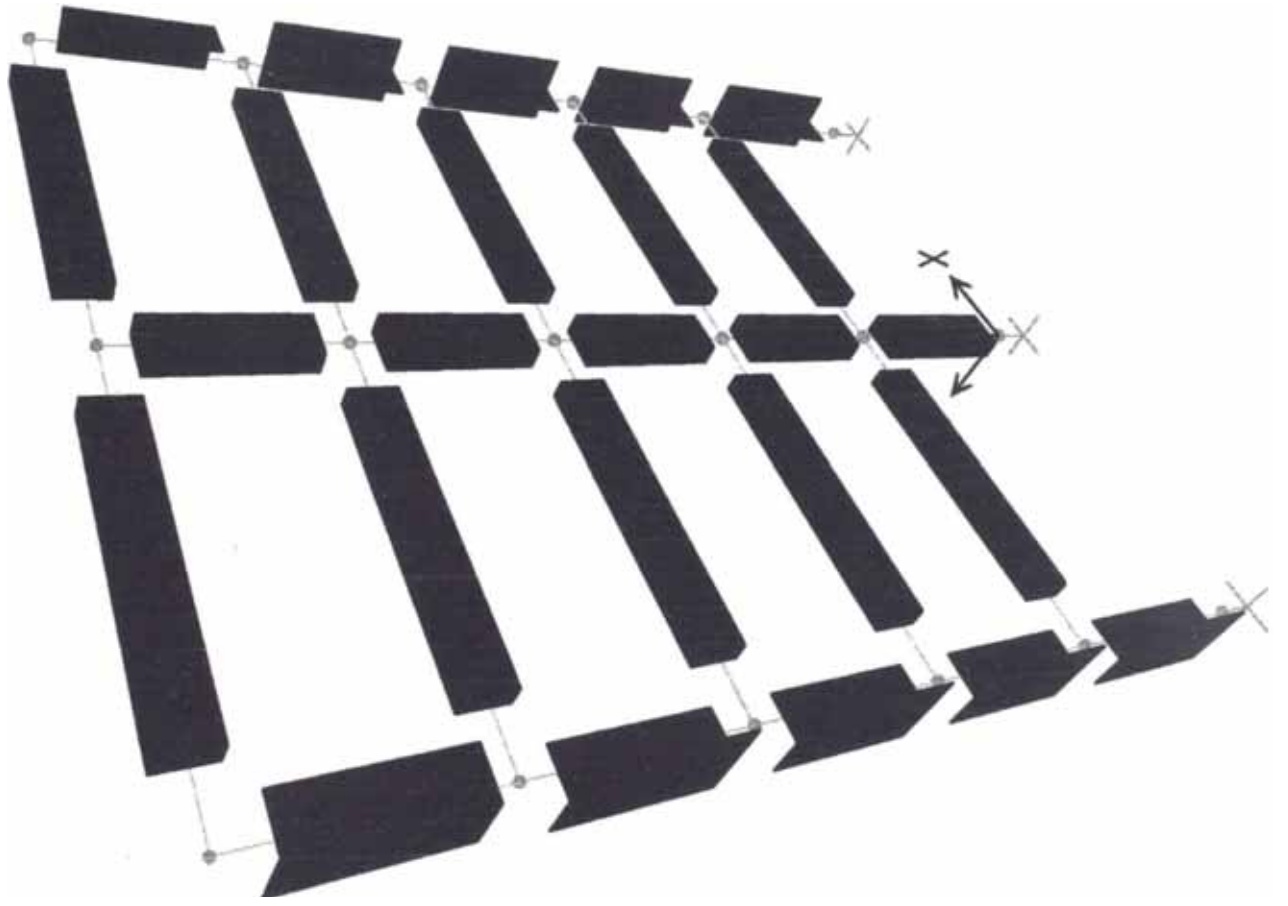
Realizando los mismos procedimientos para los demás elementos verticales, se tiene:

Elem.	Cuantía	Refuerzo Vert.	Refuerzo Hor.	Long. Confin.	As Confin.
Placa P1	1.38%	8 $\phi 1"$ + 10 $\phi 3/4"$ + 18 $\phi 1/2"$	$\phi 3/8@.25$	0.40	4 $\phi 1"$ + 4 $\phi 3/4"$
Placa P2	1.02%	4 $\phi 3/4"$ + 18 $\phi 5/8"$	2 $\phi 3/8@.25$		
Col. C2	1.01%	9 $\phi 3/4"$ + 4 $\phi 5/8"$	2 $\phi 3/8@.25$		









## 5.6 DISEÑO DE LA CIMENTACION

Se diseñara una zapata conectada por una viga de conexión rígida, para evitar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente a la columna perimetral. Se esta considerando como una solución económica, especialmente porque la distancia entre ejes de columnas es igual a 6.65 m.

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE CONEXIÓN:

$$h = L1 / 7 = 0.95 \text{ m.} \quad \text{Se usara: } h = 1.00 \text{ m}$$

$$b = P1 / (31 \times L1) \geq h / 2 = 0.47 \text{ , Se usara : } b = 0.50 \text{ m.}$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA EXCENTRICA PARA LA PLACA P2:

$$\begin{aligned} P_u \text{ x-x} &= 255.67 \text{ tn} \\ P_u \text{ y-y} &= 201.04 \text{ tn} \\ P_D &= 75.59 \text{ tn} & P_L &= 22.72 \text{ tn} \\ f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & F_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Asumiendo :

$$\begin{aligned} \sigma_t &= 3.5 \text{ kg/cm}^2 & \gamma \text{ prom.} &= 2.10 \text{ tn/m}^3 \\ h_f &= 1.20 \text{ m.} & S/C_{\text{piso}} &= 300 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzo neto del terreno:

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_t - \gamma \text{ prom. } h_f - S/C \\ \sigma_n &= 3.22 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Area de Zapata:

$$A_{zap.} = 1.20 \times P_s / \sigma_n$$

$$A_{zap.} = 3.66 \text{ m}^2$$

Sección de la Zapata Exterior:

$$B = 1.25 \text{ m.}$$

$$L \approx 2.5 \times B = 3.00 \text{ m.}$$

DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACION:

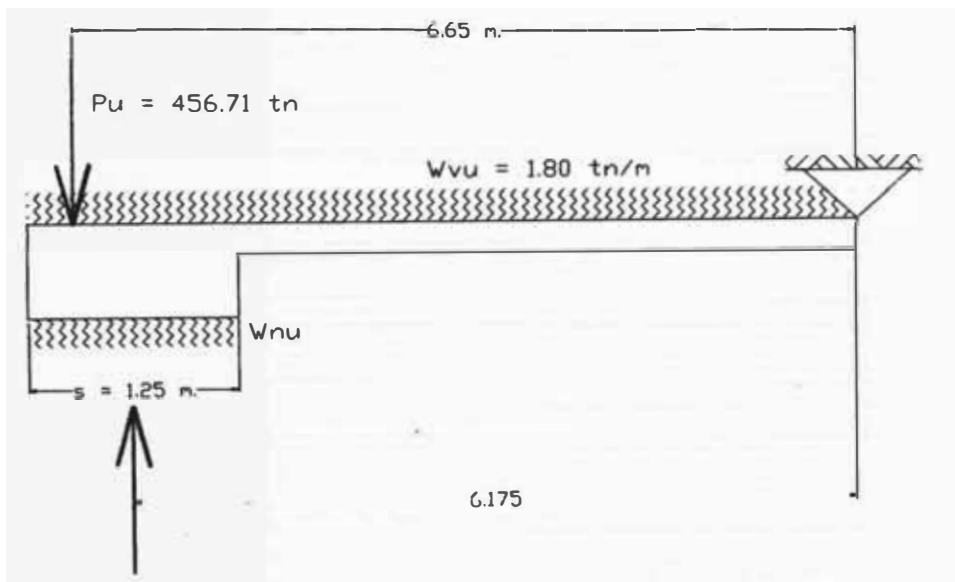
$$P_u = 456.71 \text{ tn.}$$

$$W_{vu} = 1.5 \times 2.4 \times 1.00 \times 0.50 = 1.80 \text{ tn/m.}$$

$$\Sigma M_{apoy} = 0$$

$$R_{NU} = 498.98 \text{ tn}$$

$$W_{NU} = 498.98 / 1.25 = 399.19 \text{ tn/m}$$



Sección del Momento máximo  $X_0 \leq S$ :

$$V_x = (W_{NU} - W_{vu}) \cdot X_0 - P_u = 0$$



$$X_o = 1.15 \text{ m.} \leq S = 1.25 \text{ m.} \quad \text{Conforme !}$$

$$M_u \text{ máx.} = 0.5 \times (W_{nu} - W_{vu}) X_o^2 - P_u (X_o - t_1 / 2)$$

$$M_u \text{ máx.} = -102.93 \text{ tn.m}$$

$$A_s = 31.94 \text{ cm}^2$$

**Usar :** **5ø 1" + 3ø 3/4"**

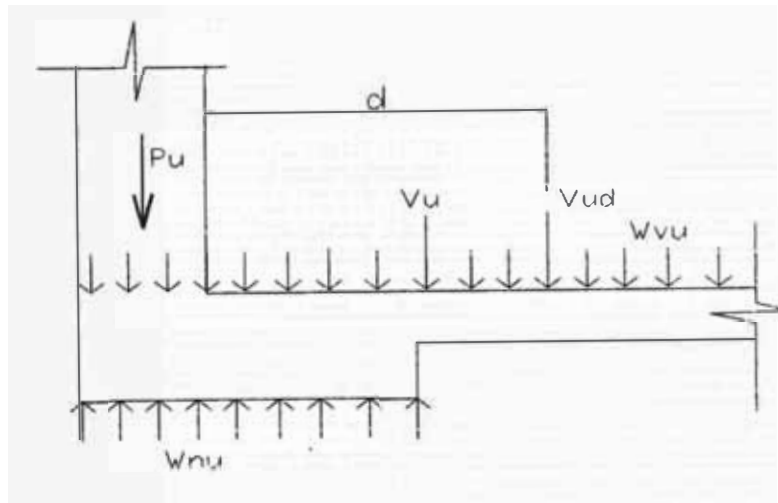
Refuerzo en la cara Inferior :

$$A_s^+ = A_s^- / 2 = 15.97 \text{ cm}^2 \geq A_{smin.}$$

$$A_{smin.} = (14 / f_y) b.d = 15.46 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s^+ = 15.97 \text{ cm}^2$$

**Usar :** **2ø 1" + 3ø 3/4"**



**DISEÑO POR CORTANTE EN LA VIGA DE CONEXIÓN:**

$$V_{du} = W_{Nu} \times Bt - W_{vu} \times (d + t) - P_{1u}$$

$$V_{du} = 39.34 \text{ tn}$$

$$V_u = (W_{Nu} - W_w) \times Bt - P_{1u}$$

$$V_u = 40.03 \text{ tn.}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b.d = 35.71 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 42.02 \text{ tn}$$

como :  $V_u < \phi V_c$  no requiere proporcionar refuerzo por corte

De acuerdo al articulo 13.7 de la norma E.060 para elementos a flexión:

A una distancia "2d" de la cara del apoyo

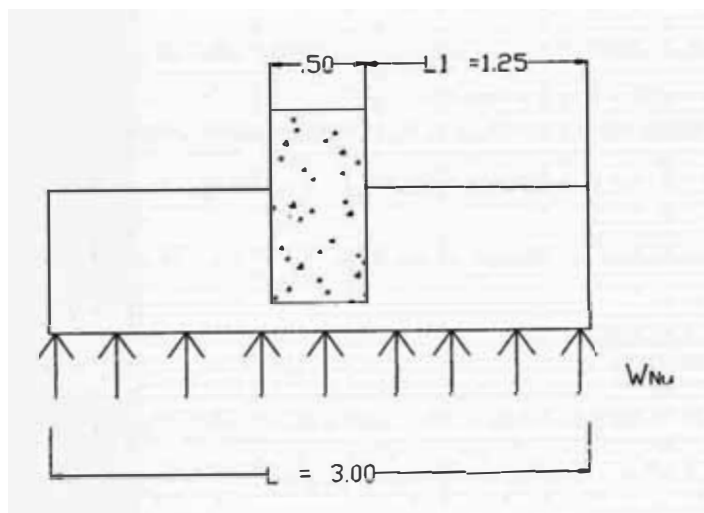
- $0.25 \times d = 23.3 \text{ cm.}$
  - $8db = 20.32 \text{ cm. (db: } \phi 1\text{")}$
  - 30 cm.
  - primer estribo a 5 cm.
- } S = 20 cm.

Usar :  $\phi 3/8$ : 1@ 5 cm, 10 @ 20 cm, r @ 30 cm.

DISEÑO DE LA ZAPATA EXTERIOR:

$$W_{Nu} = R_{Nu} / L$$

$$W_{Nu} = 166.33 \text{ tn/m}$$



$$M_{um\acute{a}x.} = W_{Nu} \times (L_1)^2$$

$$M_{um\acute{a}x.} = 51.98 \text{ tn.m} \quad \dots(1)$$

$$M_u = \phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Asumiendo:  $\rho = 0.004 \Rightarrow \omega = \rho f_y / f'c = 0.08$

$$M_u = 180.079 d^2 \quad \dots\dots\dots(2)$$

( 1 ) = ( 2 ) :  $d = 0.54 \text{ m.}$

**Usar :  $h = 0.65 \text{ m.} \Rightarrow d = h - ( 7.5 + \phi / 2 ) = 56.5 \text{ cm.}$**

**VERIFICACION POR CORTANTE:**

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_o .d$$

$$V_c = 54.24 \text{ tn.}$$

$$V_n = V_{du} / \phi = W_u ( L_1 -d ) / \phi$$

$$V_n = 13.40 \text{ tn}$$

Como :  $V_c > V_n \Rightarrow$  es conforme !

**DISEÑO POR FLEXION EN ZAPATA EXTERIOR:**

$$M_{um\acute{a}x.} = 51.98 \text{ tn.m}$$

$$A_s = 25.42 \text{ cm}^2 \quad , \quad a = 4.80 \text{ cm.}$$

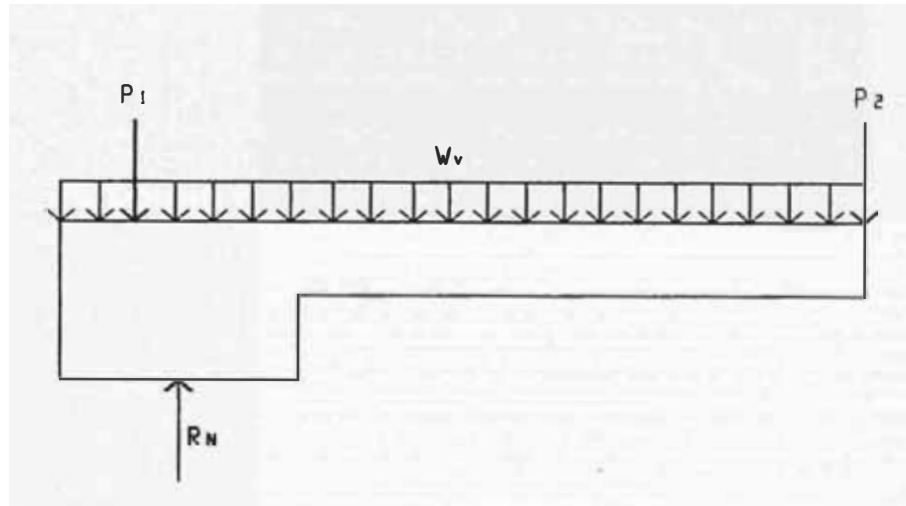
**Usar :  $9 \phi 3/4" @ 13.5 \text{ cm.}$**

**Refuerzo Transversal :**

$$A_s = 0.0018 b t = 0.0018 \times 300 \times 65 = 35.10 \text{ cm}^2$$

**Usar :  $13 \phi 3/4" @ 25 \text{ cm.}$**

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA INTERIOR PARA LA COLUMNA C1:



Del Programa Sap2000 se tiene:

$$\begin{aligned} P_u \text{ x-x} &= 367.88 \text{ tn} \\ P_u \text{ y-y} &= 143.68 \text{ tn} \\ P_D &= 143.68 \text{ tn} & P_L &= 46.41 \text{ tn} \end{aligned}$$

Así mismo :

$$\begin{aligned} P_{2serv.} &= R_N - W_v L_v - (P_2 + P_1) \\ P_{2 \text{ serv.}} &= 186.17 \text{ tn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{2ult.} &= R_{Nu} - W_{vu} L_v - (P_{2u} + P_{1u}) \\ P_{2 \text{ ult.}} &= 481.89 \text{ tn} \end{aligned}$$

Area de Zapata:

$$\begin{aligned} A_{zap.} &= P_{2s} / \sigma_n \\ A_{zap.} &= 5.78 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Sección de la columna:

$$\begin{aligned} a &= 0.35 \text{ m.} \\ b &= 0.75 \text{ m.} \end{aligned}$$

Sección de la Zapata Interior :

$$B = 2.25 \text{ m.}$$

$$L = 2.65 \text{ m.}$$

Reacción neta del terreno :

$$W_{un} = P_u / A_{zap.}$$

$$W_{un} = 80.82 \text{ tn/m}^2$$

### 5.6.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA:



Donde :

$$\pi r^2 = \text{Area columna}$$

$$\pi r^2 = 35 \times 75 \text{ cm}^2$$

$$r = 28.90 \text{ cm.}$$

$$l_v = (L - r) / 2$$

$$l_v = 1.18 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow m = l_v + r + d / 2 = 1.47 + 0.5 \times d$$

$$\Rightarrow n = b_{col.} + d = 0.35 + d$$

### PUNZONAMIENTO:

De acuerdo a la norma E.060 artículo 16.2.1.b, establece la siguiente condición:

$$V_c = V_u / \phi$$

$$V_u / \phi = 1 / \phi ( P_u - W_{Nu} \times m \times n ) \quad \dots(2)$$

$$V_u / \phi = 566.93 - 95.08 \times m \times n$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o \cdot d \quad \dots(1)$$

Donde :  $b_o = 2 m + n$

de ( 1 ) = ( 2 ) se tiene:

$$d = 0.60 \text{ m.}$$

Usar :

$$H = 75 \text{ cm.,}$$

$$d_{\text{prom.}} = H - ( 7.5 \text{ cm.} + \emptyset ) = 65.6 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR CORTANTE:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b.d$$

$$V_c = 113.36 \text{ tn}$$

$$V_n = V_{du} / \emptyset = W_{Nu} L ( l_v - d ) / \emptyset$$

$$V_n = 112.10 \text{ tn}$$

Como :

$$V_c > V_n$$



es conforme !

DISEÑO POR FLEXION:

$$M_{\text{umáx.}} = W_{Nu} x L^2 / 2$$

$$M_{\text{umáx.}} = 56.27 \text{ tn.m}$$

$$\Rightarrow A_s = 27.07 \text{ cm}^2$$

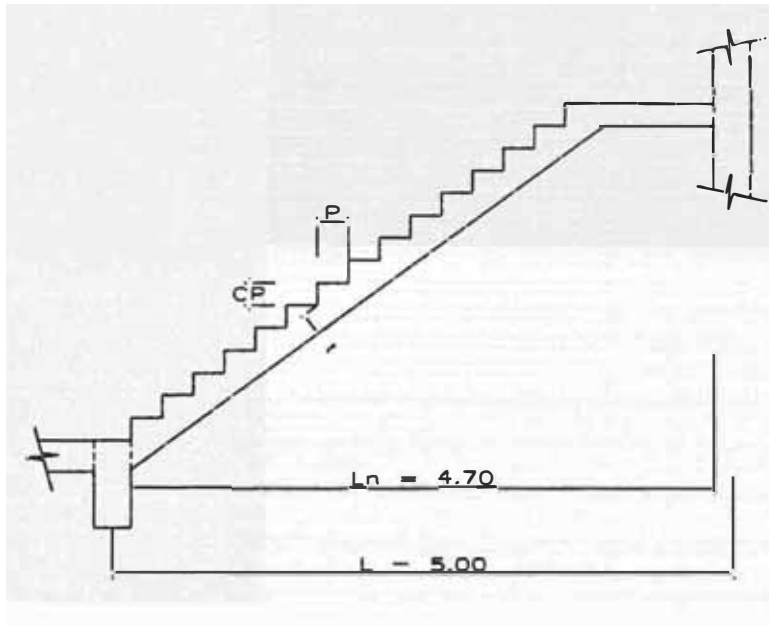
**Usar Dirección x-x : 10  $\emptyset$  3/4" @ 23 cm.**

**Usar Dirección y-y : 10  $\emptyset$  3/4"@ 27.5 cm.**

Realizando los mismos procedimientos para las demás Zapatas, se tiene:

Elem.	Zapata	Longitud menor	Longitud mayor	Viga Ciment.	Ref. Viga
Placa P1	1.25 x 3.00	16 $\emptyset$ 3/4" @ 20 cm.	8 $\emptyset$ 3/4" @ 15 cm.	0.50 x 1.00	6 $\phi$ 1" + 7 $\phi$ 3/4"
Placa P3	1.30 x 6.00	30 $\emptyset$ 3/4" @ 20 cm.	9 $\emptyset$ 3/4" @ 15 cm.	0.50 x 1.00	6 $\phi$ 1" + 7 $\phi$ 3/4"

## 5.7 DISEÑO DE ESCALERA:



Tramo Tipico

$$t = L_n / 25 \approx L_n / 20 = 0.20 \text{ m.}$$

Ancho de Escalera:  $b = 1.18 \text{ m.}$

Paso:  $P = 0.25 \text{ m.}$

Contrapaso:  $CP = 0.18 \text{ m.}$

$$\text{Cos } \theta = P / \sqrt{P^2 + CP^2} = 0.812$$

$$H = t / \text{Cos } \theta = 24.64 \text{ cm.}$$

$$H_m = H + CP / 2 = 24.73 \text{ cm.}$$

Metrado de cargas:

$$P.P_1 = 0.247 \times 1.18 \times 2.4 = 0.70 \text{ tn/m}$$

$$\text{Acab.}_1 = 0.10 \times 1.18 = 0.12 \text{ tn/m.}$$

$$S/C_1 = 0.40 \times 1.18 = 0.47 \text{ tn/m.}$$

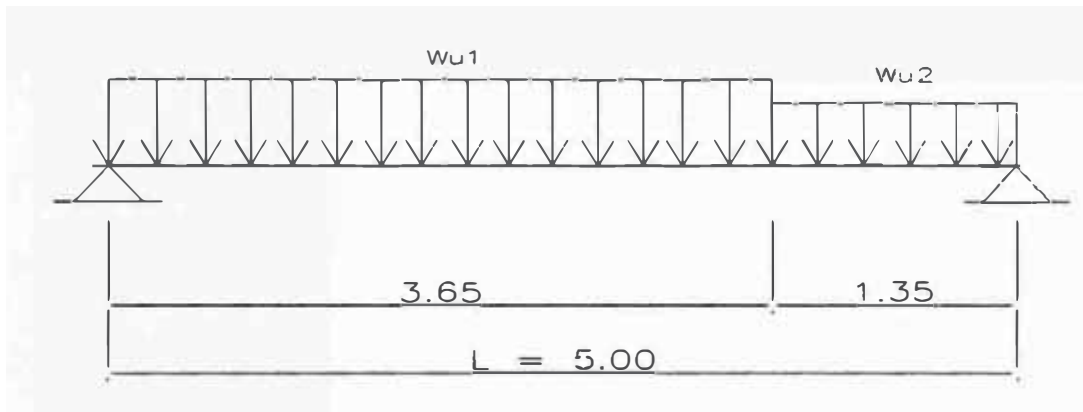
$$Wu_1 = 1.5 \times (0.70 + 0.12) + 1.8 \times 0.47 = 2.08 \text{ tn/m}$$

$$P.P_2 = 0.20 \times 1.20 \times 2.4 = 0.58 \text{ tn/m}$$

$$A_{\text{cab.2}} = 0.10 \times 1.20 = 0.12 \text{ tn/m.}$$

$$S/C_2 = 0.40 \times 1.20 = 0.48 \text{ tn/m.}$$

$$W_{u2} = 1.5 \times (0.58 + 0.12) + 1.8 \times 0.48 = 1.91 \text{ tn/m}$$



Se tiene reacción en los apoyos de:

$$R_1 = 5.17 \text{ tn}$$

$$R_2 = 4.38 \text{ tn}$$

$$V_x = R_1 - W_{u1} X_o = 0 \Rightarrow X_o = 2.49 \text{ m.}$$

$$+M_{u\text{max.}} = 6.43 \text{ tn.m}$$

$$+M_{u\text{dis.}} = \alpha +M_{u\text{max}}$$

$$\text{para: } \alpha = 1.00$$

$$+M_{u\text{dis.}} = 6.43 \text{ tn.m}$$

$$A_s^+ = 14.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 11.47 \text{ cm.}$$

**Usar : 10  $\emptyset$  1/2" @ 12 cm.**

$$^-A_s = 0.5 \times +A_s$$

$$^-A_s = 7.32 \text{ cm}^2$$

**Usar : 6  $\emptyset$  1/2" @ 20 cm.**



Refuerzo Transversal por temperatura:

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times t = 4.25 \text{ cm}^2$$

**Usar :  $\phi$  3/8" @ 30 cm.** (en dos capas alternados)

Verificación por cortante:

$$V_{ud} = W_u \times (0.5 \times L_n - d)$$

$$V_{ud} = 4.53 \text{ tn}$$

$$V_n = V_{ud} \cos \theta / \phi$$

$$V_n = 4.32 \text{ tn}$$

Pero:  $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 15.77 \text{ tn}$

**$V_n < V_c \quad \therefore \text{Conforme}$**

## ***CAPITULO VI :***

### ***RECOMENDACIONES Y***

### ***CONCLUSIONES***

- Estructurar una edificación, significa tomar decisiones acerca de la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que la edificación tenga un buen comportamiento durante su vida útil.
- Para la estructuración de una edificación, se deberá buscar Economía y Seguridad colocando elementos estructurales estrictamente indispensables para soportar todo tipo de solicitaciones, sin que se produzca de ninguna manera el colapso.
- Los criterios de estructuración deben coordinarse desde el anteproyecto arquitectónico a fin de obtener una configuración sismorresistente adecuada.

- Se ha estructurado la edificación manteniendo simetría estructural y geométrica, es decir, la distribución de los elementos rigidizantes han sido ubicados simétricamente, para evitar los efectos torsionales que puedan presentarse.
- Se ha uniformizado en lo posible la rigideces de los elementos estructurales tanto en planta como en elevación, para que las fuerzas sísmicas no se concentren en determinadas zonas de la estructura rebasando la capacidad de resistencia de sus elementos estructurales.
- La Norma de Diseño Sismorresistente E-030, considera Limitaciones de 0.007 al desplazamiento relativo de entrepiso, motivo por el cual, el diseño de las edificaciones se vuelve más rígidas, evitando así los problemas de deflexion horizontal que pueden ocasionar que las cargas se amplifiquen excéntricamente sobre las columnas.
- Las secciones de los elementos estructurales han quedado definida de acuerdo a las consideraciones sísmicas detalladas en el párrafo anterior.
- Los resultados del análisis Sísmico Estático en edificaciones, son mas conservadores que el análisis Sísmico Dinámico.
- Se ha diseñado la estructura con los resultados obtenidos del Análisis Sísmico Dinámico dando valores del 83.85% del Análisis Sísmico Estático.
- De acuerdo a los resultados obtenidos del programa de computo para el análisis estructural SAP2000, se puede observar que, al contar con elementos rigidizantes (Placas) en pórticos, los momentos extremos son incrementados debido al empotramiento que existe en dichos nudos.
- Los diseños de los elementos estructurales cumple con lo estipulado en la Norma Peruana E.030 y E.060

## **BIBLIOGRAFIA**

- **NORMAS PERUANAS DE ESTRUCTURAS**  
I Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción  
ACI – Capitulo Peruano 1998
  
- **ANALISIS DE EDIFICIO**  
Angel San Bartolomé  
Pontificia Universidad Católica del Perú – Fondo Editorial 1998
  
- **DISEÑO EN CONCRETO ARMADO**  
II Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción  
ACI – Capitulo Peruano 2000
  
- **CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO EN EDIFICACIONES**  
I Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción  
ACI – Capitulo Peruano 1998
  
- **CONFIGURACION Y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS**  
Arnold, Christopher y Reitherman, Robert  
Ed. LIMUSA – México 1994
  
- **MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS**  
Enrique Bazán Roberto  
Ed. LIMUSA – México 1990
  
- **ESTRUCTURACION Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO**  
Antonio Blanco Blasco  
Colección del Ingeniero Civil – Colegio de Ingenieros del Perú 1990
  
- **ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE UN MODULO DE NUEVE AULAS EN TRES PISOS**  
Gulsselle Mercedes Montoya Herrera  
Informe de Ingeniería – UNI 1997