

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO DE TRES EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO, DOS DE 5 PISOS Y UNO DE 12 PISOS MÁS UN SÓTANO

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

José Antonio Terry Rajkovic

ASESOR: Ing. César Huapaya

Lima, mayo de 2014

RESUMEN DE TESIS

La presente tesis ha sido realizada por la modalidad de experiencia profesional y comprende del diseño estructural de los 3 edificios que conforman el complejo Mac Gregor, ubicados dentro del campus de la Pontificia Universidad Católica del Perú en la avenida Universitaria, distrito de San Miguel.

Dos de los edificios (el Edificio A y el Edificio B) tienen 5 pisos y son destinados a aulas, mientras el tercer edificio (Edificio C) tiene 12 pisos y un sótano y está dedicado a aulas y oficinas. Estos edificios se encuentran cimentados sobre la grava típica de Lima, con una capacidad admisible de 5 kg/cm².

El análisis y diseño estructural de estas edificaciones fue realizado por el autor como parte de la empresa Antonio Blanco Blasco Ingenieros EIRL, entre enero y marzo del año 2007.

En esta tesis se describen los procedimientos y criterios adoptados para las distintas etapas del proceso de diseño estructural de los edificios:

- Estructuración y predimensionamiento
- Análisis estructural por cargas de gravedad
- Análisis sísmico de la edificación
- Diseño de los elementos estructurales
- Diseño de las cimentaciones
- Diseño de anclajes, empalmes y detalles de refuerzo

Se comenta acerca de la experiencia adquirida durante la construcción de la obra, luego de culminado el diseño estructural. También se incluyen las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir del aprendizaje adquirido, resaltando la importancia de las etapas iniciales del proyecto donde se recomienda buscar en coordinación con arquitectura para obtener una estructura simple, regular y que tenga elementos estructurales con dimensiones adecuadas.

FACULTAD DE
 CIENCIAS E
 INGENIERÍA

 PONTIFICIA
 UNIVERSIDAD
 CATÓLICA
 DEL PERÚ

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño de tres edificios de concreto armado, dos de 5 pisos y uno de 12 pisos más un sótano".
 Área : Estructuras -Concreto Armado-
 Asesor : Ing. César Huapaya
 Alumno : JOSÉ ANTONIO TERRY RAJKOVIC
 Código : 1998.4393.N.412
 Tema N° : 210
 Fecha : Lima, 31 de marzo de 2009



El trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de 3 edificios que conforman el complejo Mac Gregor y ubicados en el campus de la Pontificia Universidad Católica del Perú (distrito de San Miguel). Dos de los edificios tienen 5 pisos y son edificios de aulas. El tercer edificio tiene 12 pisos más un sótano y estará dedicado a aulas y oficinas. Los tres edificios estarán cimentados sobre un suelo de buena calidad (capacidad portante 0,5 MPa).

El alumno deberá presentar:

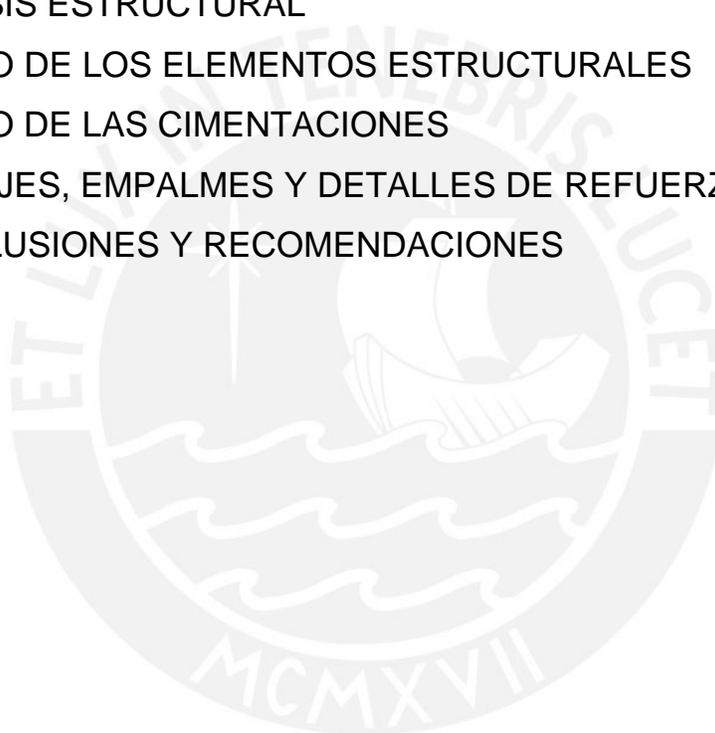
- Los planos arquitectónicos que describan completamente los tres edificios.
- Los planos estructurales que describan los materiales y dimensiones utilizados en todos los elementos portantes y no portantes (tabiques) de cada edificio. En los elementos de concreto armado se indicará además el refuerzo de acero utilizado.
- Una memoria de cálculo donde se sustente que los elementos estructurales especificados en los planos estructurales han sido dimensionados para soportar todas las solicitaciones posibles. Las solicitaciones, el análisis y el diseño de los elementos deberá estar de acuerdo con lo establecido por las normas de diseño del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.
- Un acápite donde se incluyan las recomendaciones y conclusiones que el alumno considere necesario presentar para este trabajo.

Máximo: 40 hojas




TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	2
2. NORMAS UTILIZADAS	2
3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	3
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	12
5. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	18
6. DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES	30
7. ANCLAJES, EMPALMES Y DETALLES DE REFUERZO	34
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	38



1. INTRODUCCIÓN

Esta tesis comprende la descripción del proceso de análisis y diseño estructural de los 3 edificios que conforman el complejo Mac Gregor en relación con la experiencia aprendida tanto durante la etapa de diseño como durante la etapa de construcción de la obra. Estos edificios se encuentran ubicados dentro del campus de la Pontificia Universidad Católica del Perú en la avenida Universitaria, distrito de San Miguel.

Dos de los edificios (el Edificio A y el Edificio B) tienen 5 pisos y son destinados a aulas, mientras el tercer edificio (Edificio C) tiene 12 pisos y un sótano y está dedicado a aulas y oficinas.

Los tres edificios están cimentados sobre la grava típica de Lima, con una capacidad admisible de 5 kg/cm².

El análisis y diseño estructural de estas edificaciones fue realizado por el autor como parte de la empresa Antonio Blanco Blasco Ingenieros EIRL, entre enero y marzo del año 2007.

Durante la construcción, realicé algunas visitas a obra en coordinación con la empresa supervisora de la construcción.

2. NORMAS UTILIZADAS

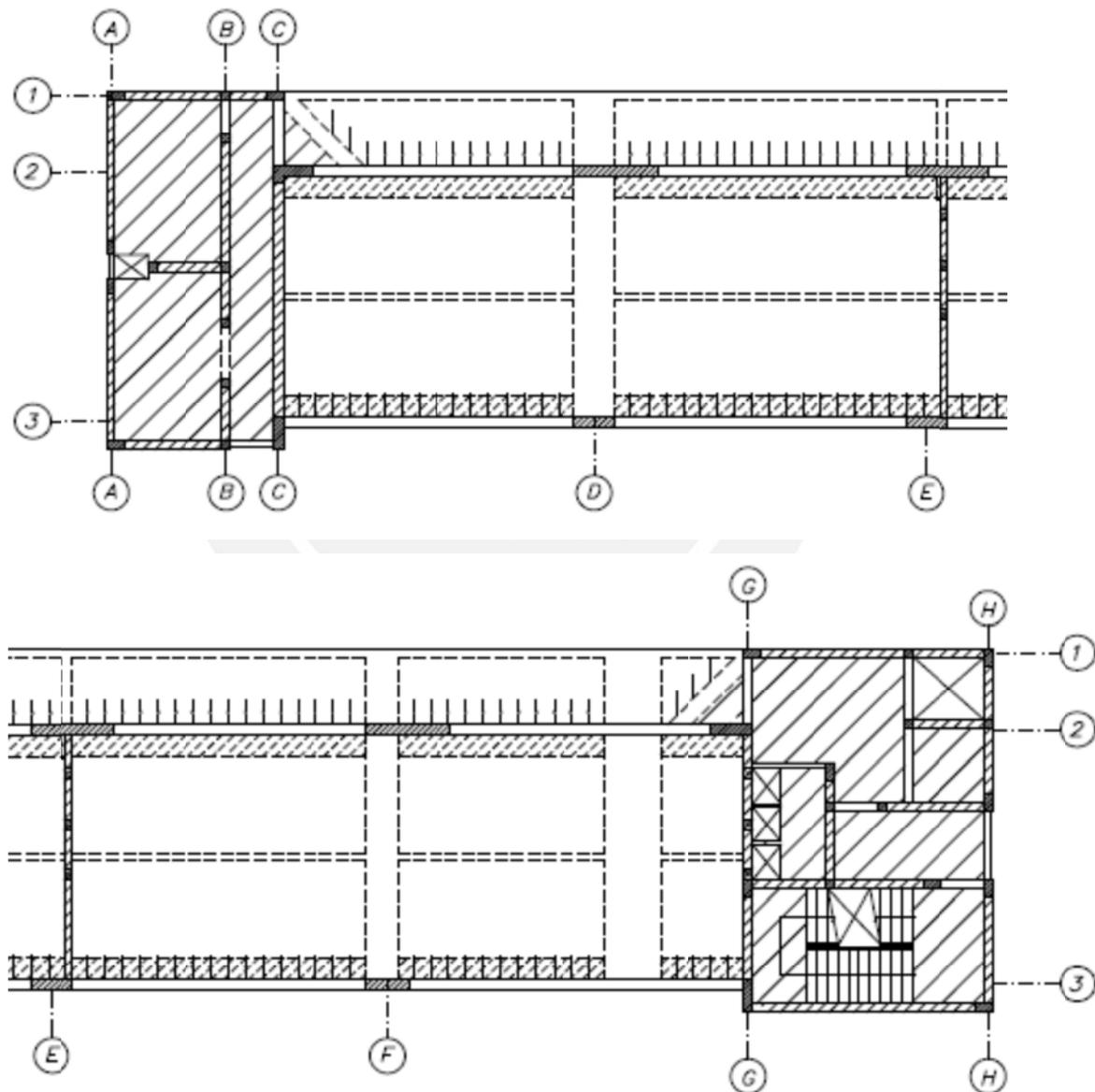
El diseño estructural de estas edificaciones fue realizado considerando las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

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

3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

En la etapa inicial del desarrollo del proyecto, se realizó el predimensionamiento de las tres edificaciones en coordinación con arquitectura, para determinar las dimensiones y ubicación de los elementos estructurales. A continuación se describe cada una de las 3 edificaciones y se explica la estructuración utilizada en cada caso.

3.1. Edificio A



Este edificio tiene 5 pisos, y cuenta con una planta aproximadamente rectangular, de 50.55m de longitud y 10.45m de ancho.

El techo en la zona central tiene una luz de 7.00m de longitud, entre ejes 2-3, la cual conforma las zonas de aulas, y luego un voladizo de 2.20m que conforma el corredor. Para cubrir esta luz importante, se consideró un techo aligerado de concreto armado de 30cm de espesor, con viguetas pretensadas prefabricadas de la empresa Firth.

Hacia el extremo de la edificación, entre ejes A-C, se tiene la zona de baños, donde se tendrán tuberías embebidas dentro del espesor de la losa. Por tanto, se ha considerado una losa maciza de 20cm de espesor.

Hacia el otro extremo, entre ejes G-H, se tiene el ascensor y las escaleras. Como estos elementos representan aberturas importantes en la losa, se ha considerado una losa maciza de 20cm de espesor.

Las vigas principales de la edificación corren a lo largo de los ejes 2 y 3, y tienen luces de entre 7.20m de hasta 9.60m de longitud. Considerando que es recomendable tener peraltes de vigas entre 1/10 y 1/12 de la luz, se decidió utilizar vigas de 75cm de peralte y 30cm de ancho para cubrir estas luces. También se tienen vigas en los extremos de la edificación, entre los núcleos de placas, que mantienen el mismo peralte uniforme de 75cm.

La viga del eje 3 se apoya sobre columnas alargadas de 30cm x 120cm. En el eje 2, la viga se apoya sobre los muros de corte que existen sobre este eje, los cuales tienen 30cm de espesor y 2.40m de longitud.

En los extremos de la edificación, que conforman por un lado los núcleos de baños y por el otro la escalera y el ascensor, se han utilizado muros de corte de 25cm de espesor, en ambas direcciones. Adicionalmente, en el eje E, se ha utilizado un muro de corte de 20cm de espesor que divide dos aulas. En el eje-2, se han utilizado muros de corte adicionales que soportan la viga principal entre las aulas y el corredor.

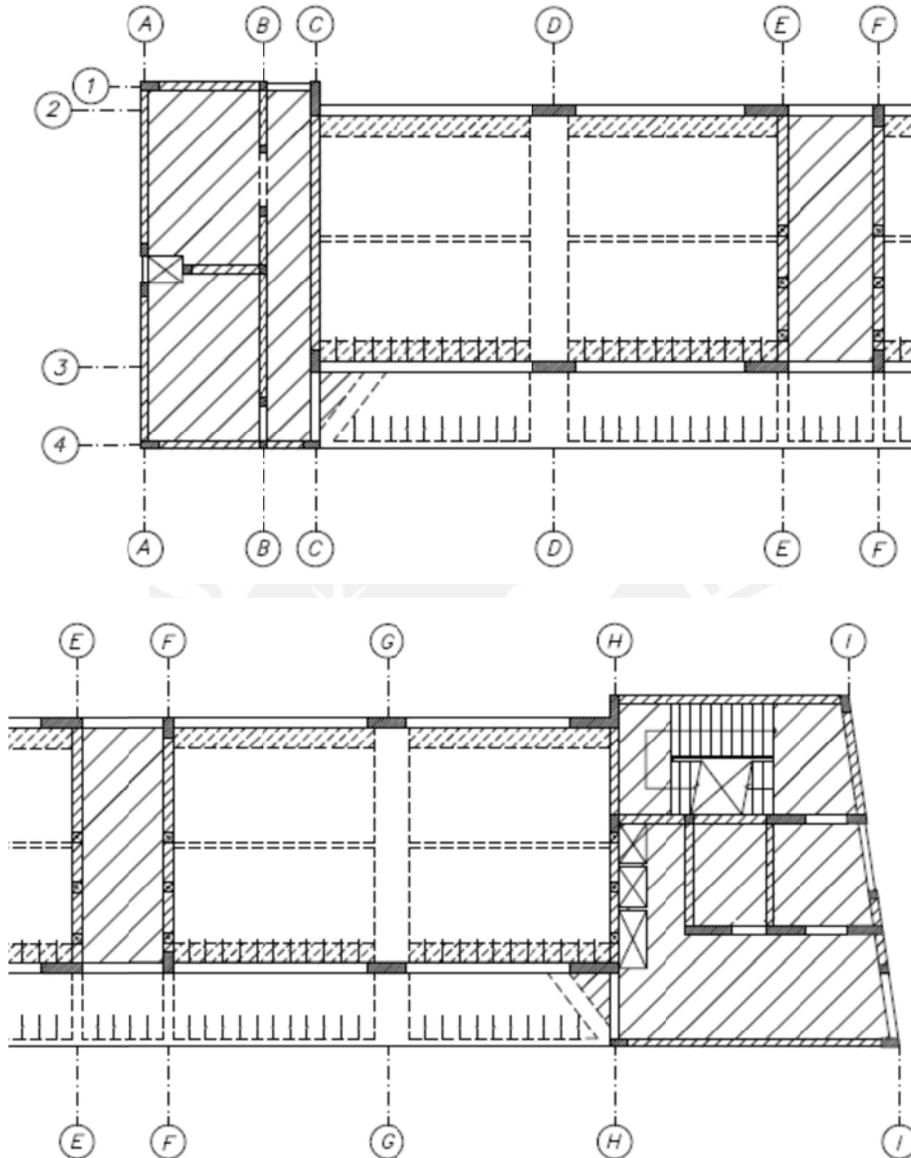
Estos muros, junto con los pórticos conformados por las vigas y columnas, proporcionan a la edificación la rigidez y resistencia ante las acciones laterales de sismo.

Se tuvo como requerimiento de la arquitectura del proyecto que todos los muros fueran de concreto expuesto. Todos los tabiques de este edificio fueron de drywall.

Este edificio tiene la característica especial de tener una forma alargada. Debido a esto, luego de realizar el análisis sísmico se realizó una verificación de las fuerzas cortantes que actúan en los diafragmas de entrepiso, transmitiendo las cargas laterales sísmicas de las losas hacia las placas de concreto que son las que les sirven de apoyo lateral. Con este análisis se verificó que la losa superior del aligerado de 5cm de espesor tiene capacidad para tomar estos esfuerzos sísmicos del diafragma.



3.2. Edificio B



Este edificio tiene 5 pisos, y cuenta con una planta aproximadamente rectangular, de largo variable entre 42.39m y 40.90m, con un ancho de 10.45m en los extremos y 9.80m en la zona central.

Las características estructurales de esta edificación son muy similares a las del edificio A.

El techo en la zona central tiene una luz de 7.00m de longitud, entre ejes 2-3, la cual conforma las zonas de aulas, y luego un voladizo de 2.20m que conforma el

corredor. Para cubrir esta luz importante, se consideró un techo aligerado de concreto armado de 30cm de espesor, con viguetas pretensadas prefabricadas de la empresa Firth.

Hacia el extremo de la edificación, entre ejes A-C, se tiene la zona de baños, donde se tendrán tuberías embebidas dentro del espesor de la losa. Por tanto, se ha considerado una losa maciza de 20cm de espesor.

Hacia el otro extremo, entre ejes G-H, se tiene la escalera y ductos de dimensiones importantes para el pase de instalaciones. Como estos elementos representan aberturas, se ha considerado una losa maciza de 20cm de espesor.

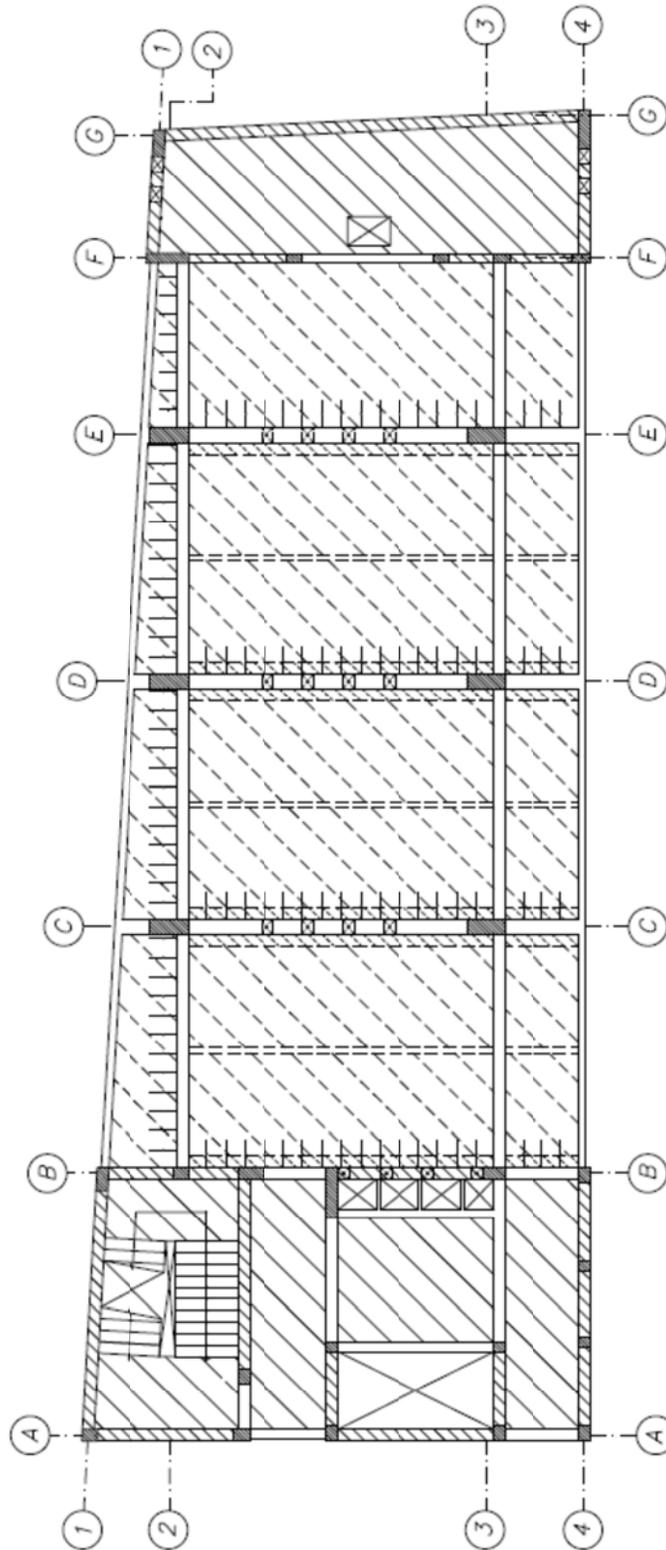
Las vigas principales de la edificación corren a lo largo de los ejes 2 y 3, y tienen luces de entre hasta 5.70m de longitud. Para mantener la uniformidad con el edificio A, se decidió utilizar vigas de 75cm de peralte para cubrir estas luces. También se tienen vigas en los extremos de la edificación, entre los núcleos de placas, que mantienen el mismo peralte uniforme de 75cm.

Las vigas de los ejes 2 y 3 se apoyan sobre columnas alargadas de 30cm x 120cm.

En los extremos de la edificación, que conforman por un lado los núcleos de baños y por el otro la escalera y el ascensor, se han utilizado muros de corte de 25cm de espesor, en ambas direcciones. Adicionalmente, en los ejes E y F, se han utilizado muros de corte de 30cm de espesor que dividen las aulas. Este espesor mayor a la placa central del edificio A se determinó debido a los ductos embebidos que debían existir dentro del espesor de estos muros.

Estos muros, junto con los pórticos conformados por las vigas y columnas, proporcionan a la edificación la rigidez y resistencia ante las acciones laterales de sismo. Se tuvo como requerimiento de la arquitectura del proyecto que todos los muros fueran de concreto expuesto. Todos los tabiques de este edificio fueron de dryall.

3.3. Edificio C



Este edificio tiene 12 pisos y cuenta con una planta aproximadamente rectangular con longitud variable entre 34.68m y 34.15m, y ancho variable entre 13.20m y 11.31m.

El techo en la zona central del edificio (entre ejes B-E) tiene luces de 6.00m. Por tanto, se decidió utilizar un techo aligerado de concreto armado de 25cm de espesor. Hacia las zonas extremas, entre ejes F-G, se tienen los núcleos de baños de la edificación. Como se tendrán tuberías embebidas en la losa, se eligió utilizar una losa maciza de 20cm de espesor. Entre ejes A-B se tienen las escaleras, el ascensor y los ductos para instalaciones. Por tanto, se decidió utilizar una losa maciza de 20cm de espesor.

Las losas se apoyan sobre vigas de concreto armado. En la zona central del edificio, donde se tienen vigas con luces de 7.20m, se decidió utilizar vigas de 40cm de ancho y 75cm de peralte en los ejes C, D y E. En el resto de casos se tienen vigas con luces más cortas o vigas que no soportan techo, por lo cual se mantuvo el peralte pero se eligió utilizar vigas de menor ancho.

En los extremos del edificio (por un lado el núcleo de escalera y ascensor y por otro lado el núcleo de baños) se tienen placas de dimensiones importantes, que junto con los pórticos formados por vigas y columnas proporcionan al edificio de la rigidez y resistencia necesaria ante acciones laterales de sismo. En este caso, también se tuvo el requerimiento de arquitectura que todos los muros fueran de concreto expuesto, por tanto, todos los muros de la edificación fueron utilizados como placas. Todos los tabiques de este edificio fueron de dryall.

Las columnas de la edificación en la zona central del edificio son de 40cm de ancho y 1.00m de peralte. Estas columnas fueron predimensionadas con estas dimensiones, de la siguiente manera:

Área tributaria de una columna en un piso típico: 41 m²

Asumiendo un peso por metro cuadrado de techo de 1.2 Ton

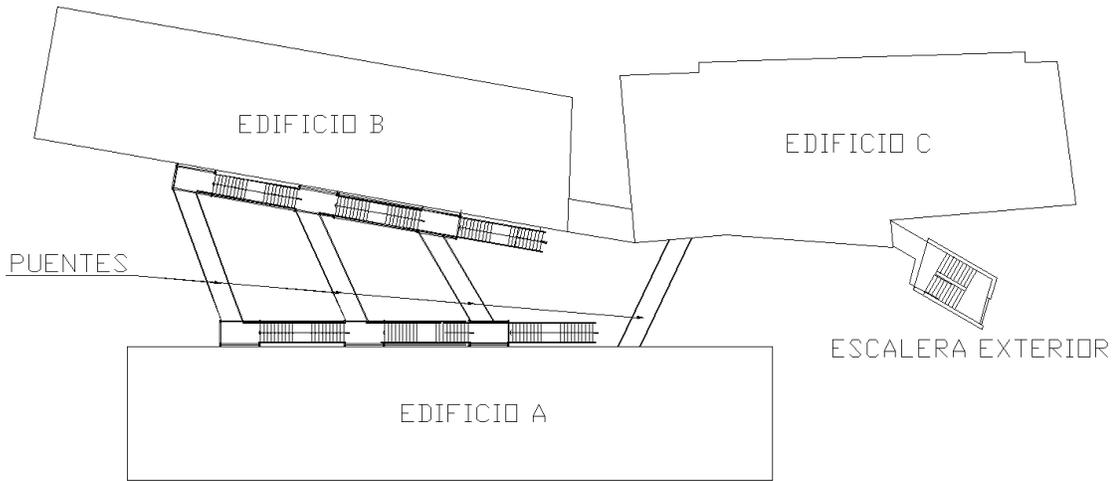
Carga sobre la columna por piso = 41 m² x 1.2 Ton/m² = 49.2 Ton

Carga en el primer piso = 49.2 Ton/Piso x 12 Pisos = 590 Ton

Considerando $f'c=350$ kg/cm² y un esfuerzo sobre la columna de 0.45 f'c

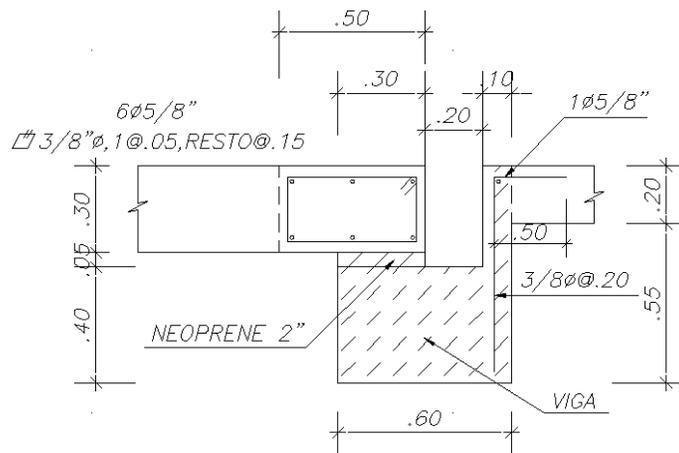
Área = 590 000 kg / (0.45 x 350 Kg/cm²) = 3746 cm²

3.4. Escaleras Exteriores y Puentes Metálicos de Conexión



Esquema de escaleras exteriores y puentes

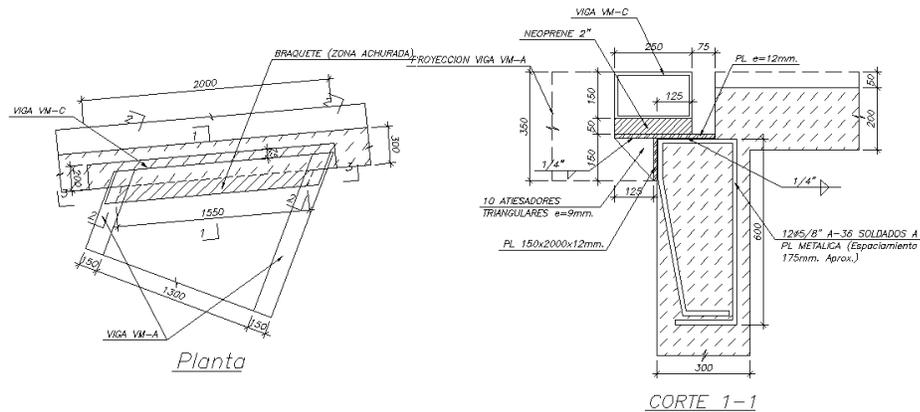
En la zona exterior del edificio existen también una escalera inclinada de concreto armado, que sube 5 pisos. Esta escalera es un elemento que fue calculado por estabilidad en voladizo considerando las fuerzas sísmicas de volteo. A partir de este cálculo de estabilidad se hallaron las dimensiones de la zapata, considerando asimismo los momentos generados por la inclinación del elemento. Esta escalera se encuentra aislada de los edificios, para lo cual se consideró un apoyo en los puentes metálicos de acceso que permitiera el deslizamiento sobre una de las vigas del edificio de 10 pisos.



CORTE 12-12

Detalle de apoyo móvil del puente de concreto que llega al edificio-C

También se tienen puentes metálicos que unen las losas en voladizo de los dos edificios de 5 pisos. Estas escaleras están conformadas por vigas metálicas tubulares que tienen un apoyo fijo en uno de los edificios y un apoyo deslizante sobre el otro, de tal manera que se permita el movimiento sísmico distinto entre los dos edificios de 5 pisos. Estos puentes tienen como piso una plancha estriada de 6mm de espesor. En obra, se realizó la definición de realizar un vaciado de 4cm de espesor sobre esta plancha, con una malla de 1/4" y se verificó que los elementos tenían capacidad para soportar este peso adicional.



Detalle de apoyo móvil de los puentes metálicos entre los edificios A y B



4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural de las edificaciones fue realizado utilizando el programa ETABS. El modelo utilizó elementos tipo pórtico para vigas y columnas. Para las placas, se utilizaron elementos tipo muro. Para el modelamiento de la losa, se utilizaron elementos tipo membrana, que proveen la rigidez de las losas para el efecto de diafragma, y asimismo transmiten las cargas muertas y vivas de las losas hacia las vigas, columnas y placas. Estos elementos no proveen rigidez a flexión, sino que sirven únicamente para proveer el efecto de diafragma y transmitir las cargas de gravedad a las vigas y elementos verticales.

Para efectos del análisis sísmico, se consideró un módulo de elasticidad del concreto como:

Concreto $f'c=210$ kg/cm ²	$E = 2170000$ Ton/m ²
Concreto $f'c=280$ kg/cm ²	$E = 2510000$ Ton/m ²
Concreto $f'c=350$ kg/cm ²	$E = 2810000$ Ton/m ²

Esto corresponde a lo establecido por la Norma E.060 de Concreto Armado, donde se indica que el módulo de elasticidad del concreto armado se puede idealizar como 15000 veces la raíz de $f'c$ (en kg/cm²).

Se consideró una inercia reducida para columnas, muros y vigas de la siguiente manera:

Columnas	$I_{ef} = 0.70 I_g$
Vigas	$I_{ef} = 0.35 I_g$
Muros	$I_{ef} = 0.35 I_g$

Este módulo de inercia reducido se utilizó para considerar el efecto de la reducción de inercia debido a la fisuración en los elementos de concreto armado en la etapa de cargas últimas, de acuerdo a las recomendaciones de la Norma E.060 de Concreto Armado.

El modelo sirvió para realizar el análisis por cargas de gravedad y el análisis sísmico, y también fue utilizado para determinar las combinaciones de cargas para efectos de determinar los efectos críticos sobre los elementos estructurales.

4.1. Análisis por Cargas de Gravedad

El análisis por cargas de gravedad fue realizado considerando las cargas establecidas por la Norma E.020 de Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Las cargas consideradas fueron las siguientes:

Concreto armado:	2400 kg/m ³	
Piso terminado:	100 kg/m ²	
Aligerado h=.30:	420 kg/m ²	
Aligerado h=.25:	350 kg/m ²	
Sobrecarga:	250 kg/m ²	(Zonas de Aulas)
	400 kg/m ²	(Zonas de Corredores y Escaleras)

En las zonas de aulas se consideró una sobrecarga adicional de 50 kg/m² para tomar en cuenta la posibilidad que existan tabiques ligeros móviles, sumando una carga total de 300 kg/m².

Las cargas consideradas del peso propio de los elementos de concreto armado fueron determinadas por el programa, de acuerdo a la información establecida del peso específico del material. Las cargas que corresponden al piso terminado y sobrecarga fueron asignadas a las losas, para que se distribuyeran a las vigas y elementos verticales de la edificación.

Para las losas aligeradas, se definieron elementos planos especiales que distribuyen las cargas en una dirección. Para estos elementos los pesos fueron asignados a las losas directamente.

El análisis de las losas aligeradas en una dirección fue realizado independientemente, modelando una vigueta en el programa ETABS, con las cargas asignadas de acuerdo al área tributaria de esta vigueta. A partir de esto, se obtuvieron los momentos y fuerzas cortantes para el diseño de estos elementos.

Este análisis consideró un empotramiento en los bordes continuos con losas macizas, y una articulación en los bordes discontinuos.

Las losas macizas armadas en dos direcciones fueron diseñadas por el método de coeficientes de la Norma E.060 de Concreto Armado. Para los extremos continuos con otros paños de losa o con las viguetas del aligerado se consideró un empotramiento, y para los extremos discontinuos se consideró una articulación. En base a esto, se determinaron los momentos y fuerzas cortantes requeridas para el diseño, con redistribución de los momentos negativos en los casos donde fue necesario.

Para realizar el modelo de las vigas y columnas, se consideraron brazos rígidos a todos los elementos, determinados automáticamente por el programa en base a las dimensiones y ubicación de los elementos estructurales. A estos brazos rígidos se les asignó una rigidez infinita.

El análisis realizado para la condición de cargas muertas consideró el proceso constructivo. Esto fue realizado utilizando el análisis no-lineal provisto por el programa para este tipo de cargas, el cual consiste en asignar cargas al primer nivel, y luego definir el segundo nivel sin considerar los esfuerzos originados por las deformaciones de cargas del primer nivel, y así sucesivamente. Utilizando este proceso se evita considerar los efectos originados por la deformación de las columnas debido a las cargas muertas totales, que no son totalmente reales, pues cada piso que se va construyendo no se ve afectado por las deformaciones existentes de los ya construidos.

Este efecto no es importante para los edificios de 5 pisos, pues las deformaciones de las columnas son pequeñas, y esto se pudo verificar en el análisis. Para el edificio de 10 pisos también estos efectos fueron pequeños, con variaciones menores al 10% en los momentos últimos de cargas de gravedad.

La sobrecarga fue asignada a las losas de piso. Se consideraron varios casos de cargas vivas, para tomar en cuenta los efectos de la alternancia de cargas sobre los momentos positivos y negativos de las losas y vigas y para obtener los momentos máximos aplicados sobre las columnas de los edificios.

4.2. Análisis Sísmico

El análisis sísmico consideró los siguientes parámetros para las 3 edificaciones, de acuerdo a las indicaciones de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Construcciones:

Factor de Zona, $Z = 0.4$ Costa del Perú

Este factor determina las aceleraciones horizontales a las que estará sujeto el terreno de cimentación, dependiendo de la zona donde estará ubicada.

Factor de Uso, $U = 1.5$ Edificaciones esenciales

Este factor depende del uso de la edificación. Se consideran edificaciones convencionales con un factor $U=1.0$, edificaciones importantes con $U=1.3$ y edificaciones esenciales con un factor $U=1.5$. Para el presente caso, que es una universidad, se consideró el factor máximo $U=1.5$.

Factor de amplificación sísmica, $C = 2.5 \times T / T_p$, máximo 2.5

Este factor depende de los periodos de vibración fundamentales de la edificación en relación con los periodos del suelo. De acuerdo al estudio de suelos que se tuvo, se definió un periodo $T_p=0.4$ para el suelo, correspondiente a los suelos rígidos tipo S1. El terreno de cimentación es la grava típica de Lima, que corresponde a esta catalogación.

Factor de Suelos, $S=1.0$, Suelo Tipo S1

Este parámetro corresponde a una amplificación adicional que considera el efecto del tipo de suelos que se tiene. En este caso, se tiene la grava típica de Lima, que es un suelo rígido y corresponde a un suelo Tipo S1.

Factor de Reducción Sísmica, $R=6.0$, para muros de concreto armado

Este factor depende del sistema estructural sismorresistente utilizado, que determina la ductilidad o capacidad de deformación inelástica que puede tenerse. Para el presente caso, las edificaciones fueron estructuradas en base a muros de concreto armado principalmente, por lo que estos son los

elementos que toman las fuerzas principales de sismo. De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, este tipo de edificaciones tiene $R = 6$.

Las masas fueron obtenidas por el programa, considerando el 100% de las cargas muertas y el 50% de las cargas vivas, de acuerdo a lo indicado por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, para edificaciones esenciales (Tipo A).

Se determinó el espectro de pseudo-aceleraciones de acuerdo a lo indicado por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, utilizando la fórmula:

$$S_a = ZUCS / R \times g$$

Este espectro fue hallado, considerando valores de periodos de entre 0 y 1.5 segundos, verificándose que todos los periodos de vibración de las edificaciones estuvieran en ese rango.

Para considerar los efectos de la incertidumbre en la ubicación de los centros de masa de la edificación, se consideró una excentricidad accidental del 5% en relación a la dimensión total del edificio en ambas direcciones. Esto fue realizado para ambas direcciones y se tomaron los efectos más desfavorables en cada caso.

Este espectro fue aplicado en las dos direcciones de manera independiente, hallándose las fuerzas cortantes totales de la superposición modal, los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales sobre los elementos, y los desplazamientos elásticos.

Los desplazamientos fueron amplificados por el valor de $0.75 \times R = 0.75 \times 6 = 4.5$, para estimar los desplazamientos inelásticos.

Con los resultados de desplazamientos inelásticos, se determinó que las 3 edificaciones pueden ser catalogadas como edificaciones regulares, al no tener discontinuidades verticales u horizontales y no presentar efectos de torsión significativa, de acuerdo a los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

Asimismo, se verificó que las derivas de entrepiso halladas con los desplazamientos de entrepiso fueran menores en todos los casos a la máxima

deriva permitida por la Norma E.030, que corresponde al valor de 0.007 para edificaciones de concreto armado.

Asimismo, se verificó en todos los casos que las fuerzas cortantes totales halladas del análisis dinámico fueran mayores o iguales al 90% de las fuerzas cortantes halladas por el método estático. Las fuerzas halladas para los tres edificios fueron mayores a este valor, por lo cual no fue necesario realizar esta amplificación.

4.3. Resultados de los Análisis Sísmicos

Para los edificios A y B, se obtuvieron periodos bajos, menores a 0.4seg, debido a que estas edificaciones son muy rígidas debido a la alta densidad de muros de concreto armado. Los desplazamientos fueron pequeños, obteniéndose desplazamientos de entrepiso máximos del orden de 0.5cm para el edificio A y 0.4cm para el edificio B y desplazamientos máximos en el nivel superior del orden de 2.2cm para el edificio A y 2.1cm para el edificio C.

Para el edificio C, se obtuvo un periodo de vibración de 1.1 segundos en la dirección larga del edificio, donde se tienen menores placas, y de 0.64 segundos en la dirección corta de la edificación, donde se tienen las placas más largas. Los desplazamientos obtenidos en la dirección desfavorable fueron de 15.4cm como desplazamiento absoluto y 1.6cm como desplazamientos máximos de entrepiso.

Se verificó que estos desplazamientos fueron menores a los máximos permitidos por la Norma E.020 de Diseño Sismorresistente, de 0.007 veces la altura del entrepiso.

5. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de los elementos estructurales de concreto armado fue realizado considerando los lineamientos de la Norma E.060 de Concreto Armado vigente. A continuación se describe el procedimiento utilizado para el diseño de las losas aligeradas, losas macizas, vigas, muros de corte, columnas y escaleras de concreto armado de la edificación.

El diseño de los elementos que conforman las cimentaciones se describe en un capítulo aparte.

Las combinaciones utilizadas para el diseño fueron las siguientes:

1.4 CM + 1.7 CV

1.25 (CM + CV) +/- CSx

1.25 (CM + CV) +/- CSy

0.9 CM + CSx

0.9 CM + CSy

Donde: CM = Carga muerta
CV = Carga viva
CSx = Carga de sismo en la dirección X-X
CSy = Carga de sismo en la dirección Y-Y

Estas combinaciones fueron utilizadas para determinar los máximos momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales en cada sección de los elementos estructurales. Luego se halló la envolvente de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales para realizar el diseño de los elementos.

Para realizar el diseño, se utilizó el método de resistencia, según el cual se hallan los efectos (fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes) amplificados. Estos efectos se comparan con la resistencia de diseño de los elementos, que corresponde a la resistencia nominal reducida por un factor ϕ . Este factor depende del tipo de efecto:

Para elementos con estribos sometidas a flexocompresión: $\phi = 0.7$

Para elementos sometidos a flexión y flexitracción: $\phi = 0.9$

Para elementos sometidos a fuerzas cortantes: $\phi = 0.85$

El diseño por flexión fue realizado considerando las hipótesis indicadas en la Norma E.060 de Concreto Armado, que son las siguientes:

- Hipótesis de Navier, las deformaciones en el refuerzo y en el concreto son directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.
- La resistencia a la tracción del concreto se desprecia.
- La deformación unitaria máxima del concreto en la fibra extrema es 0.003.
- Se consideró el bloque rectangular de presiones para el concreto, con un esfuerzo de $0.85 f'c$ y una longitud de $\beta_1 \times c$, donde “c” es la distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro y β_1 es una constante que depende del $f'c$ del concreto (0.85 hasta 280 kg/cm² y 0.05 menos por cada 70 kg/cm² de aumento en el $f'c$, con un mínimo de 0.65).
- Existe adherencia completa entre el concreto y el acero.
- El esfuerzo en el refuerzo puede tomarse como E_s veces la deformación unitaria, donde $E_s = 2000000$ kg/cm² y hasta alcanzar $f_y = 4200$ kg/cm².

En base a estas hipótesis, para las vigas y losas de concreto armado (elementos sometidos a flexión únicamente), utilizando un ancho “b” y un peralte efectivo “d” (distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción), se halló un valor de área de acero para el momento último en las secciones críticas. Se verificó que el acero colocado estuviera dentro de los rangos máximos y mínimos considerados por la Norma E.060 de Concreto Armado.

Para los elementos sometidos a flexocompresión (columnas, muros de corte) se halló un diagrama de interacción $\phi P_n - \phi M_n$ en caso tuvieran momentos en una dirección únicamente y una superficie de interacción $\phi P_n - \phi M_n - \phi M_y$ en caso tuvieran momentos importantes en las dos direcciones. Estos diagramas de interacción fueron hallados por el programa utilizado para el análisis, tanteando para diversos valores de refuerzo hasta hallar el acero que cumpliera con todas las combinaciones de cargas analizadas.

El diseño por fuerzas cortantes fue realizado de acuerdo a los lineamientos de la Norma E.060 de Concreto Armado, a partir de la cual se tienen las siguientes fórmulas.

Resistencia de Diseño de la Sección $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$

ϕV_c = Resistencia de Diseño del Concreto = $\phi \times 0.53 \times f'c^{0.5} \times b \times d$

ϕV_s = Resistencia de Diseño del Acero = $\phi \times f_y \times A_{sv} \times d / s$

Donde: ϕ = 0.85 (para fuerzas cortantes)

$f'c$ = Resistencia característica del concreto (kg/cm²)

b = Ancho del alma de la sección

d = Peralte efectivo de la sección

f_y = 4200 kg/cm² = Esfuerzo de fluencia del acero

A_{sv} = Área del refuerzo por cortante

S = Espaciamiento del refuerzo por cortante

También se consideraron los requerimientos para la etapa de servicio de las edificaciones. Esto fue realizando considerando peraltes de vigas y espesores de losas tales que no fuera necesaria una verificación de las deformaciones. Sí se realizó un análisis de deformaciones en el caso de las vigas en voladizo mayores del edificio-C. Asimismo, para el detallado de refuerzo, se tomaron en cuenta los requerimientos de la Norma E.060 para el refuerzo mínimo de losas y espaciamientos máximos y mínimos de refuerzo.

5.1. Diseño de Losas Aligeradas y Macizas

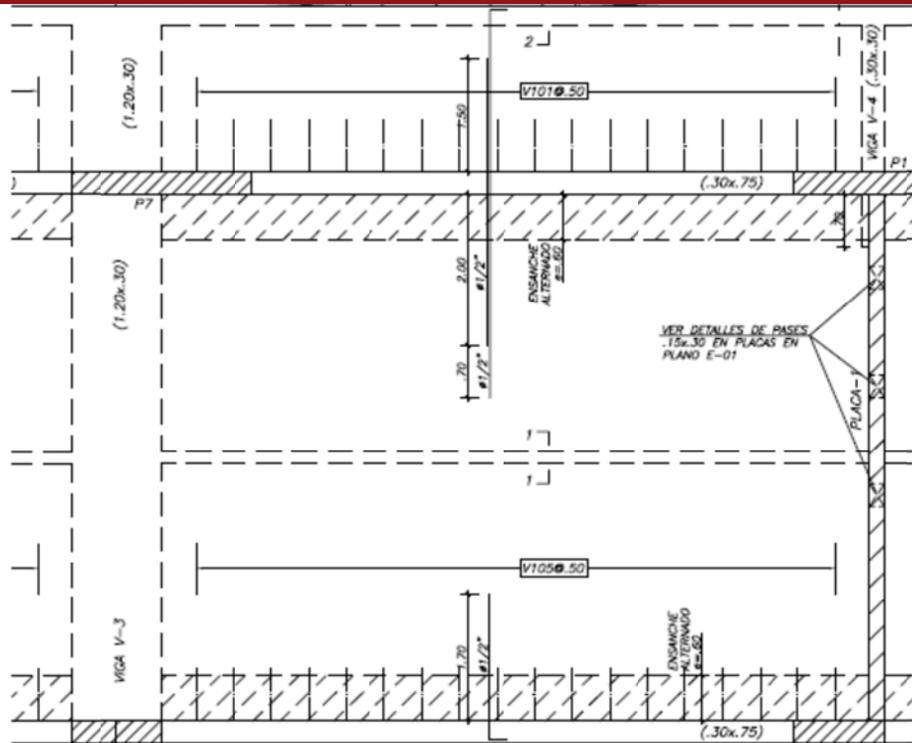
El diseño de los aligerados fue realizado considerando los momentos flectores y fuerzas cortantes, para una vigueta. Para las fuerzas cortantes, se verificó la resistencia del concreto a “d” de la cara, siendo “d” el peralte efectivo de la sección. En los casos en que las fuerzas cortantes últimas obtenidas fueron mayores a la resistencia del concreto, se consideraron ensanches alternados. En estos casos se calculó la longitud de los ensanches hasta que alcanzaran la sección donde ya no son requeridos.

Para el diseño por flexión se utilizó un ancho de 10cm y un peralte igual a la altura de la losa menos 3cm. Con el ancho, el peralte efectivo y la resistencia característica del concreto, se halló el refuerzo requerido en las secciones con máximo momento positivo y negativo.

Los techos de los edificios A y B son similares, siendo losas aligeradas de 30cm de espesor que cubren una luz libre de 7m en la zona donde se conformarán las aulas y tienen un voladizo de 2.20m libres hacia la zona del corredor. Las sobrecargas utilizadas fueron de 300 kg/m² para las zonas de aulas y 400 kg/m² para las zonas de corredores y escaleras.

Luego de realizado el diseño de estos techos aligerados, se coordinó con el constructor el uso de viguetas prefabricadas pretensadas Firth, espaciadas cada 50cm. El uso de estas viguetas reemplaza el acero inferior de la losa. Para esto, se realizó un recálculo del acero superior de la losa, debido a que las viguetas se encuentran espaciadas cada 50cm en lugar de cada 40cm con se usa en los techos aligerados convencionales. Asimismo, se volvieron a calcular los requerimientos por cortante y se actualizó el diseño. Para el refuerzo positivo, se seleccionaron las viguetas Firth considerando los momentos resistentes que figuran en las tablas de diseño de Firth proporcionadas por la empresa, así como las luces máximas que puede tener cada tipo de vigueta prefabricada y se utilizaron las viguetas V105 (viguetas más resistentes). En las zonas de voladizos, se utilizaron las viguetas V101 (viguetas menos resistentes).

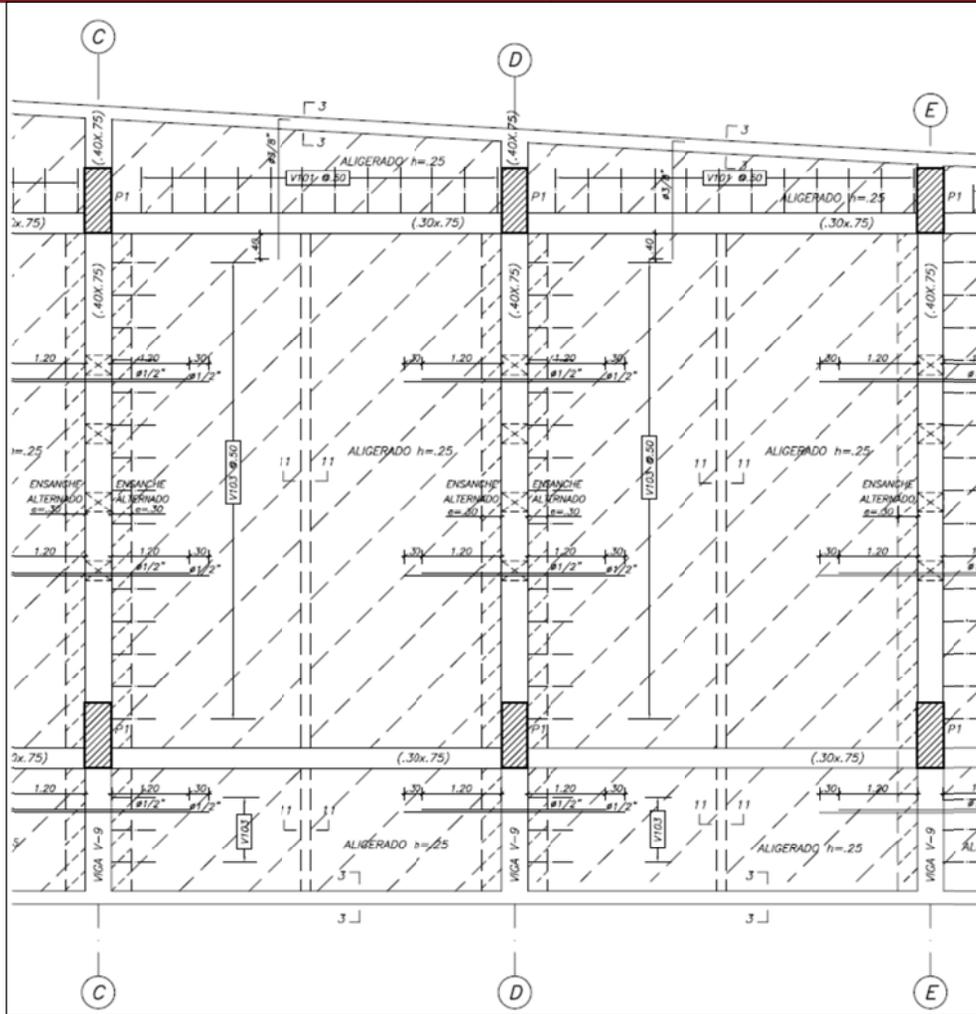
Hacia los extremos de los edificios A y B, donde se tienen las placas que conforman los núcleos de baños y escaleras, se consideraron losas macizas de 20cm de espesor, teniendo luces cortas de entre 3 y 4m. Dentro de estas losas irían embebidas todas las tuberías de agua y desagüe de los baños, por esto se consideró un espesor mínimo de 20cm. En estas zonas se utilizaron mallas de 3/8"@.20 superior e inferior, con bastones adicionales en las zonas donde se requirió de más refuerzo.



Planta mostrando el refuerzo típico de las losas de techo de los edificios A y B

En el edificio C, se tienen techos aligerados de 25cm de espesor que están orientados en la dirección larga del edificio, y se apoyan sobre las vigas de 40cm de ancho y 75cm de peralte alineadas con los ejes de letras. Estos techos cubren una luz libre de 6.00m. Las sobrecargas utilizadas fueron de 300 kg/m² para las zonas de aulas y 400 kg/m² para las zonas de corredores y escaleras.

Se aprecian los ensanches alternados que fueron diseñados para las fuerzas cortantes que toman las losas. La longitud de estos ensanches fue calculada de tal manera que estos alcanzaran la zona donde las viguetas tienen suficiente capacidad por corte por sí solas.



Planta mostrando el refuerzo típico de las losas de techo del Edificio C

Para estos techos también se consideró el uso de viguetas prefabricadas pretensadas Firth. Se consideraron viguetas V103 (con resistencia intermedia entre la V101 y la V105) espaciadas cada 50cm para estos techos.

5.2. Diseño de Vigas

Luego de realizado el diseño de las losas, se realizó el diseño de las vigas de concreto armado de la edificación. Se hallaron los máximos momentos flectores y fuerzas cortantes a partir de la envolvente de las 5 combinaciones de cargas últimas de la Norma E.060 indicadas.

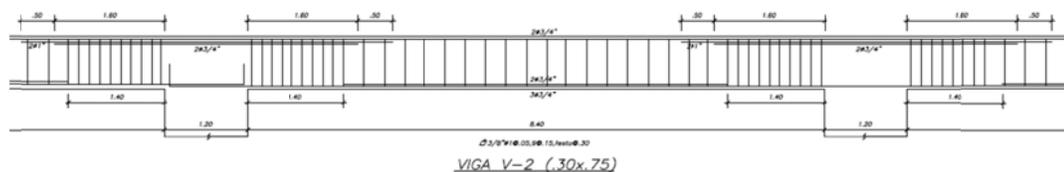
Para verificar los resultados de momentos y fuerzas cortantes obtenidos del programa, se realizó un metrado de cargas de las vigas, tomando en cuenta su peso propio, el peso de las losas en el ancho tributario que se soporta sobre la viga, el piso terminado, la sobrecarga y el peso de los tabiques. Con estas cargas obtenidas, se utilizó el método de coeficientes de la Norma E.060 para compararlo con los resultados del programa.

Con los momentos máximos en los extremos y al centro de la viga, se realizó el diseño por flexión de la viga, para hallar el acero superior e inferior corrido y los bastones adicionales.

El refuerzo transversal de las vigas se consideró como el refuerzo de confinamiento requerido de acuerdo a la Norma E.060 de Concreto Armado. Los estribos de confinamiento fueron colocados en longitudes de dos veces el peralte de la viga, teniendo el primero a 50mm de la cara del elemento de apoyo y el resto a $d/4$, donde “d” es el peralte efectivo de la viga. A lo largo de todo el elemento los estribos fueron colocados a una distancia no mayor $d/2$ ó 30cm.

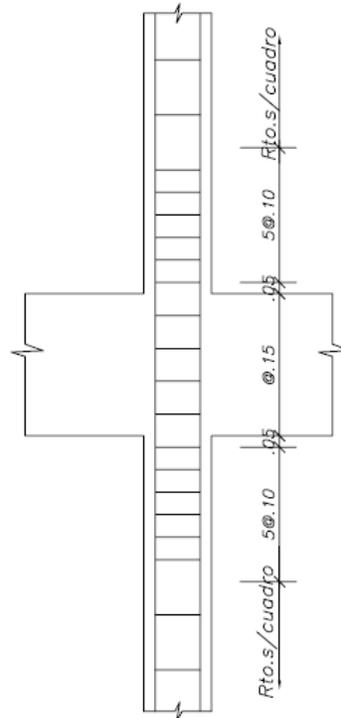
Luego, se realizó la verificación considerando las fuerzas cortantes actuantes de acuerdo al análisis y considerando las fuerzas cortantes obtenidas con los momentos nominales considerando la hipótesis de sismo. El objetivo de esto es que cuando ocurra un sismo importante, la falla de la viga sea por flexión y no por cortante, con lo cual se garantiza una falla dúctil.

Para el caso especial de las vigas del edificio C, se tuvo el requisito especial de tener aberturas en las vigas para pases de bandejas. Para esto, se realizó el diseño de refuerzo especial alrededor de las aberturas para los pases.



Elevación de un tramo de viga del Edificio-A

longitudinal de mayor diámetro es de 1" o menor, se utilizaron estribos de 3/8" de diámetro. En el nudo se optó por un espaciamiento de estribos de 15cm mientras que en la parte central de la columna se utilizó un espaciamiento de 25cm.



Refuerzo Transversal de Columnas

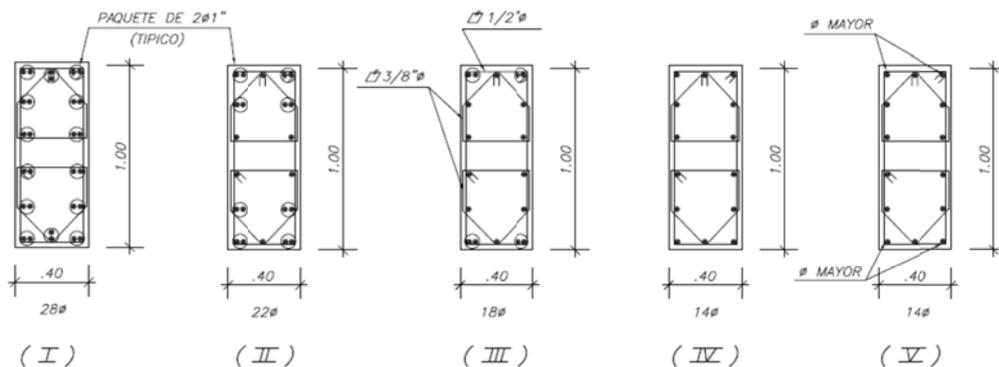
Las fuerzas cortantes obtenidas del análisis para las columnas fueron bajas y no fueron críticas en ningún caso. Se consideraron los momentos nominales para determinar el cortante máximo de sismo, a partir del cual se realizó la verificación del espaciamiento de estribos en la zona central del entrepiso.

Para los edificios A y B se consideró una resistencia característica del concreto de $f'c=210$ kg/cm² para todos los elementos. Para el edificio C, de 12 pisos, se consideró un concreto de mayor resistencia para las columnas principales P1: $f'c=350$ kg/cm² del sótano al tercer piso, $f'c=280$ kg/cm² del 4º al 6º piso y $f'c=210$ kg/cm² para los pisos superiores. Para el resto de elementos se consideró el uso de concreto $f'c=280$ kg/cm² del primer al tercer piso y $f'c=210$ kg/cm² para el resto de pisos. Este uso de concreto de mayor resistencia permitió tener cuantías medianas para el refuerzo de las columnas principales y que no fuera necesario aumentar las dimensiones de las columnas en los pisos inferiores.

Para los edificios A y B se obtuvieron columnas con cuantías bajas, al tener estos elementos dimensiones importantes y cargas axiales bajas. En estos casos los momentos fueron los críticos junto con las cargas axiales en los pisos inferiores para el diseño.

Para el edificio C, de mayor altura, las cargas verticales fueron críticas para determinar el diseño del refuerzo en los pisos inferiores. En los pisos superiores, también influyeron los momentos debido a los voladizos largos que se tienen hacia la fachada de la edificación. En este caso, se utilizó una misma distribución de refuerzo en todos los pisos para las columnas principales. Se utilizaron 14 paquetes de 2 varillas de 1" en los pisos inferiores, luego se fueron eliminando los paquetes manteniendo 14 varillas de 1", luego estas se fueron variando gradualmente a refuerzo de $\frac{3}{4}$ " para terminar con 14 varillas de $\frac{3}{4}$ " en los pisos superiores.

Esto se realizó para mantener un orden, y tener siempre la misma distribución de estribos en toda la altura de la columna lo cual facilitaría el proceso constructivo de la edificación.



Distribución del refuerzo de la columna P1 del edificio C, donde se aprecia cómo se van disminuyendo los paquetes de varillas en los distintos pisos.

5.4. Diseño de Placas

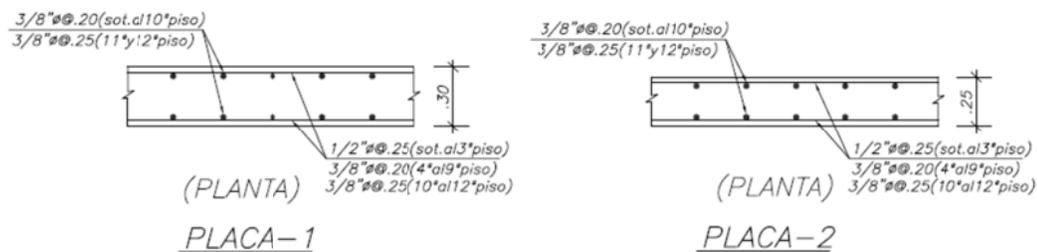
Para el diseño de las placas o muros de corte de los tres edificios, se realizó un metrado de cargas para determinar las fuerzas axiales a las que estaría sometida la edificación. Luego, se consideraron los momentos obtenidos en las dos direcciones principales de acuerdo al análisis estructural, para las condiciones de cargas muertas, carga viva y carga de sismo.

Con estos momentos, se utilizó un diagrama de interacción para determinar el refuerzo vertical distribuido y concentrado de estos elementos. Una vez obtenido este diseño, se procedió con el diseño por cortante, amplificado de acuerdo a los requerimientos de la Norma E.060 de Concreto Armado tomando en cuenta el momento obtenido del análisis y el momento nominal resistente del elemento.

Asimismo, se consideraron núcleos reforzados adicionales en las zonas que reciben las vigas de concreto armado de la edificación, tomando en cuenta los efectos locales de momentos y cargas axiales.

Para los núcleos principales de las placas se consideró mantener una distribución uniforme de refuerzo, comenzando con refuerzo de 1" ó ¾" en los pisos inferiores donde los momentos sísmicos eran mayores y disminuyendo el diámetro hasta 5/8" ó ½" en los pisos superiores, donde los momentos obtenidos fueron muy pequeños.

Para el refuerzo horizontal por cortante, se consideró refuerzo de ½" para las placas más cargadas en los pisos superiores, y disminuyendo a refuerzo de 3/8" a espaciamiento máximo en los pisos superiores.

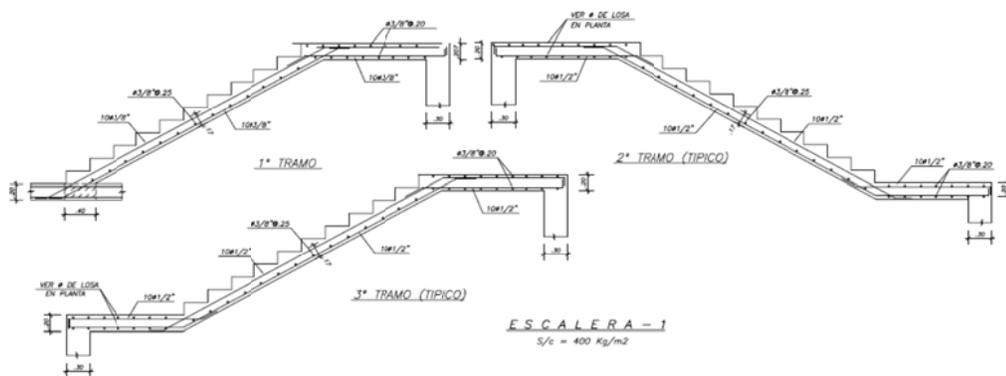


Refuerzo de las placas de 25cm y 30cm de espesor del Edificio-C

5.5. Diseño de las Escaleras

Las escaleras de los 3 edificios son de concreto armado y tienen garganta de 17cm de espesor. Estas escaleras están apoyadas en las cajas perimetrales de concreto armado, que apoyan 3 bordes de los descansos y las llegadas de las escaleras.

Estas escaleras fueron diseñadas por flexión, obteniendo los momentos resultantes del análisis en los extremos y en la zona central de la escalera. Se utilizó refuerzo corrido de $\frac{1}{2}$ " superior e inferior. Asimismo, se diseñaron los descansos y llegadas en la dirección transversal a la escalera, considerando que son losas que trabajan en las dos direcciones.



Diseño de la Escalera Principal del Edificio-C

El análisis de las escaleras fue realizado utilizando el programa ETABS, considerando articulaciones en los apoyos de manera conservadora. A partir de los modelos realizados, se hallaron los momentos máximos para determinar la cantidad de refuerzo por flexión. Finalmente, se realizó la verificación del espesor de las escaleras por fuerzas cortantes.

6. DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

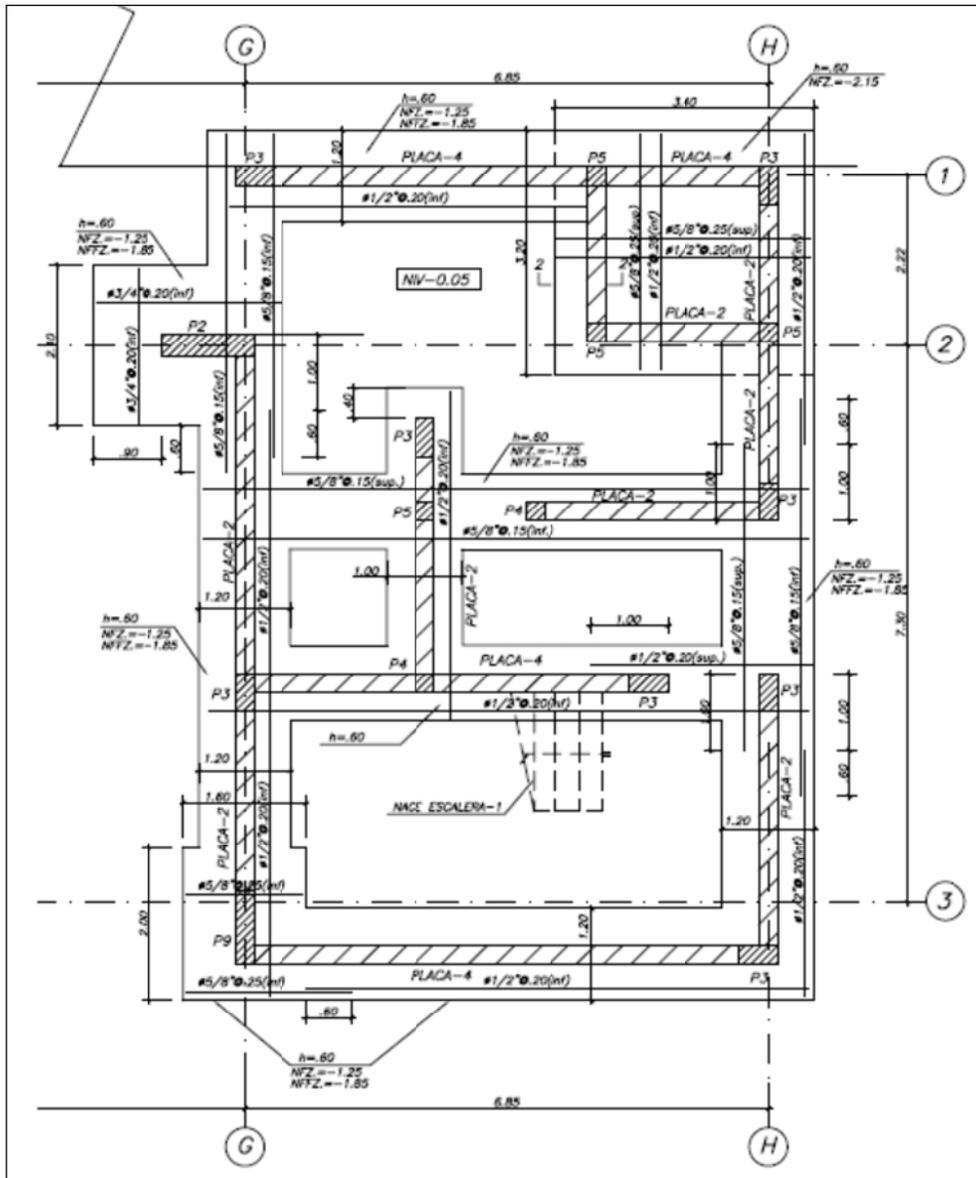
Las cimentaciones de las 3 edificaciones están constituidas por zapatas aisladas y cimientos corridos de concreto armado, apoyadas sobre la grava densa típica de Lima, con una capacidad admisible de 5 kg/cm² y una profundidad de cimentación de 1.50m.

El proceso de diseño de las cimentaciones se inició con el metrado de cargas muertas y vivas del elemento en consideración. Luego, se tomaron en cuenta las fuerzas axiales de sismo y los momentos de cargas de gravedad y de sismo obtenidas de acuerdo al análisis estructural realizado.

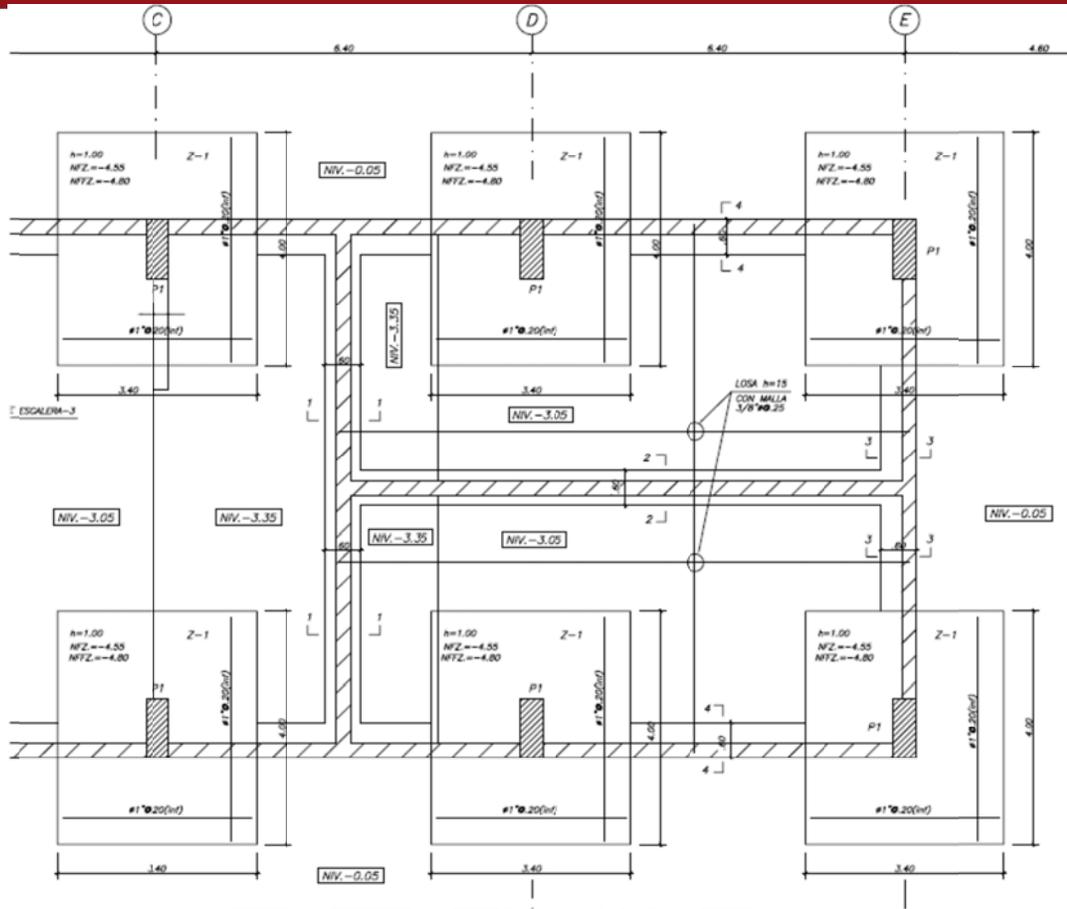
Con estos momentos y fuerzas axiales, se realizaron las combinaciones de cargas en servicio de acuerdo a la Norma E.020 de Cargas. Se tantearon con diversas dimensiones de zapatas, considerando voladizos similares en ambas direcciones y considerando el peso propio de estos elementos, hasta obtener un esfuerzo menor al máximo admisible del terreno.

Con las dimensiones de la zapata o cimiento ya obtenida, se realizó la verificación por fuerzas cortantes y punzonamiento para determinar el peralte requerido de la cimentación. Una vez definido el peralte, se procedió al diseño del elemento por flexión para determinar el refuerzo. Se utilizó para estas verificaciones y diseños el esfuerzo máximo amplificado obtenido de las distintas combinaciones de cargas amplificadas.

En algunos casos las cimentaciones de las placas en los extremos de los edificios debían unirse, generando zapatas combinadas complicadas. Para poder analizar esto, se modelaron estas cimentaciones considerando parrillas formadas por elementos lineales apoyadas sobre resortes. En las zonas donde coincidieron con las placas, se consideraron elementos rígidos, y en las zonas donde no había placas, se consideraron elementos con la sección de los cimientos corridos. Luego se asignaron los momentos y fuerzas axiales sobre las placas, y se obtuvieron las fuerzas resultantes en los resortes que representaran los esfuerzos en el terreno. A partir de esto se obtuvieron los esfuerzos actuantes sobre el terreno y los momentos generados en los segmentos de cimientos que unen las placas, para poder diseñar el refuerzo y verificar el peralte.

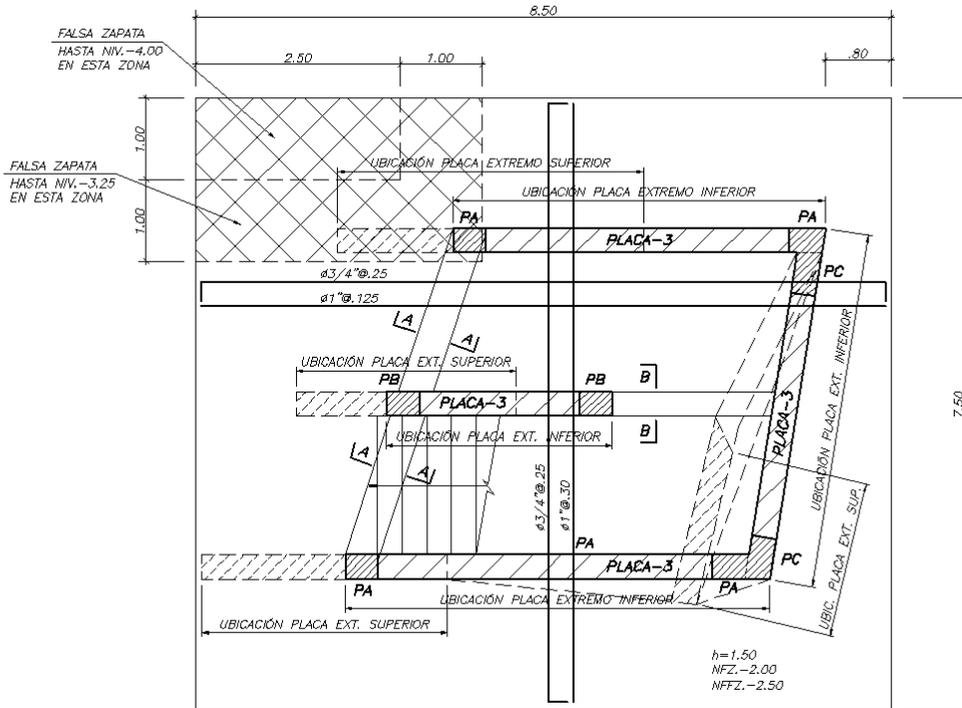


Cimentación de las placas del edificio A hacia el extremo de ejes G-H



Cimentación de las Columnas Principales del Edificio C

Las cimentaciones de la escalera inclinada fueron un caso especial, pues se calcularon considerando el factor de seguridad al volteo usando las fuerzas laterales de sismo y los momentos originados por la inclinación de la escalera.



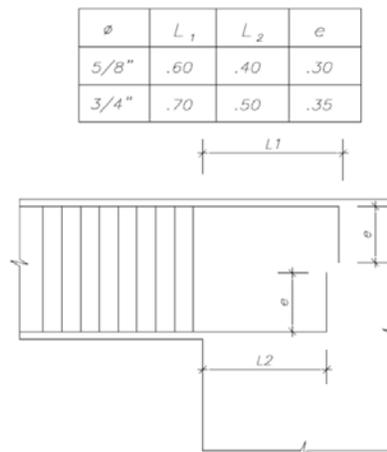
Cimentación de las la escalera exterior

7. ANCLAJES, EMPALMES Y DETALLES DE REFUERZO

Los detalles de anclajes, empalmes y dobleces de refuerzo se indicaron en los planos de acuerdo a las especificaciones de la Norma E.060 de Concreto Armado. A continuación se describen los detalles de refuerzo indicados en los planos.

7.1. Anclaje de Vigas Peraltadas en Placas

Para las vigas peraltadas que anclan en placas se consideró un anclaje con gancho estándar a 90°. Para esto se incluyó el detalle que se muestra a continuación, válido para varillas de 5/8" y 3/4" que son los casos que se tienen en el presente proyecto. La diferencia de longitud de anclaje entre el acero superior e inferior se debe al reconocimiento que el concreto en la zona superior de la viga es de menor calidad y por lo tanto de adherencia disminuida. Esto se consideró como un margen de seguridad adicional, puesto que la norma no considera esta diferencia para anclajes con gancho estándar a 90°.

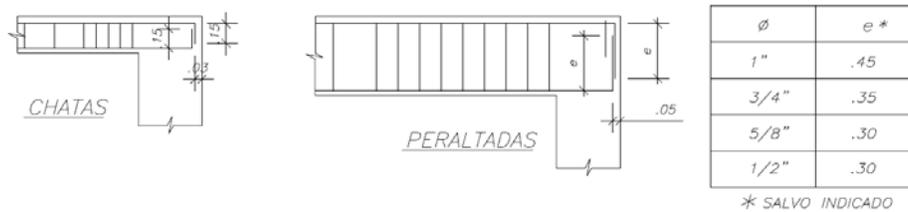


Anclaje de Vigas Peraltadas en Placas

7.2. Anclaje de Vigas Chatas y Peraltadas en Columnas

Para el caso de las vigas chatas, se consideró que las barras de acero anclen en el elemento de apoyo hasta llegar a 3cm del extremo del elemento de apoyo para luego doblar a 90° con un doblar de 15cm. Esto se consideró tanto en el acero superior como en el inferior.

Para el caso de las vigas peraltadas, se consideró que las barras de acero superiores e inferiores anclen en hasta dentro de la columna y doblen con gancho estándar a 90°, como se muestra en el siguiente detalle:



Anclaje Típico de Vigas

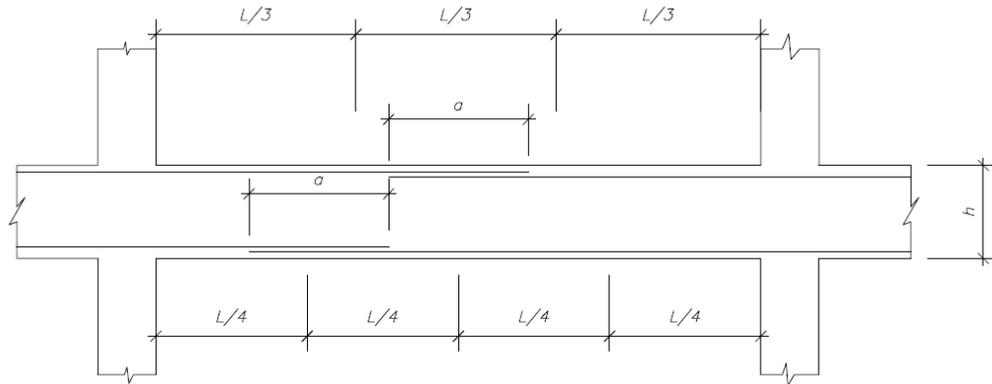
7.3. Empalmes de Vigas Chatas y Peraltadas

En el proyecto de estructuras se consideraron empalmes por traslape en todos los casos, para vigas, columnas y placas.

En el caso de las vigas, losas y aligerados se optó por realizar el empalme de las barras de acero superior dentro del tercio central de la luz del elemento para evitar las zonas de esfuerzos altos.

En los aligerados y las vigas chatas se optó por realizar el empalme de las barras de acero inferior sobre los apoyos, alejándose de la zona central del elemento donde ocurren los momentos máximos. Como estos elementos no tienen fuerzas sísmicas, en esta zona no se producen tracciones importantes en el acero.

Como las vigas peraltadas del proyecto están sometidas a momentos de sismo, se optó por realizar el empalme del refuerzo inferior en la zona intermedia entre la zona central y el apoyo del elemento. De esta manera se intenta evitar zonas de esfuerzos altos de tracción en el centro debido a las cargas de gravedad y en los apoyos debido a las cargas de sismo.



Empalmes Traslapados para Vigas

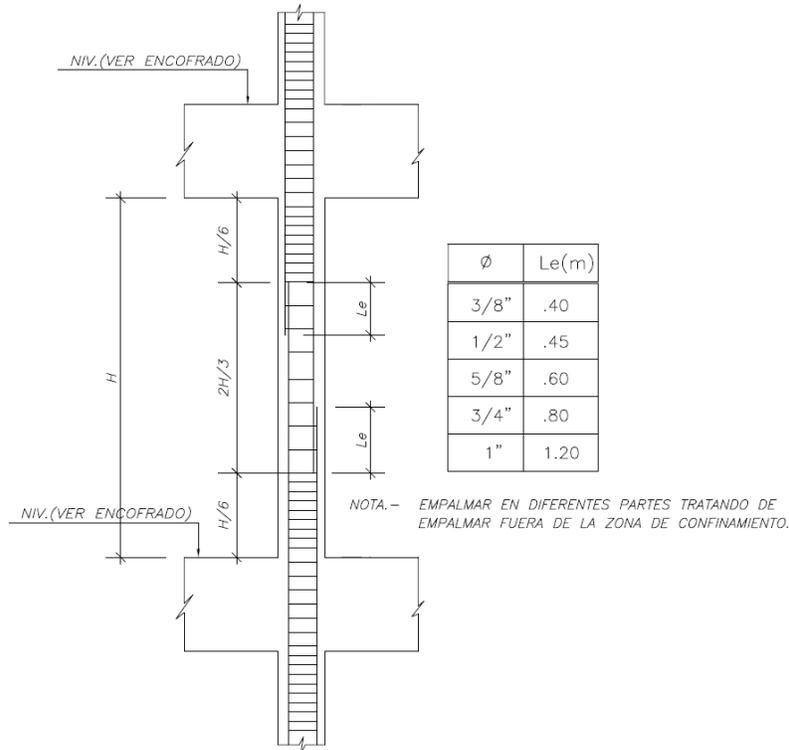
Se consideró que en caso no se empalme en las zonas indicadas la longitud de empalme se aumente en un 70% para considerando que el empalme se produce en zonas de esfuerzos altos. La longitud de empalme a dependerá del diámetro de la barra y variará dependiendo si se trata de un empalme en el refuerzo superior o inferior. Además de esto se especificó que no se debe empalmar más del 50% del área total en una misma sección.

VALORES DE a		
ϕ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	.90	1.30

Longitud de Empalme para Vigas

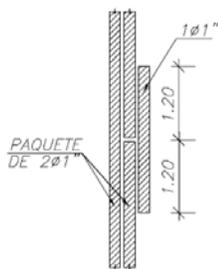
7.4. Empalmes de Columnas

En cuanto a las columnas, para evitar la congestión generada por empalmar en la zona de confinamiento y alejarse de la zona de mayores momentos se optó por realizar el empalme en la zona central de la columna. Al igual que en el caso de las vigas, losas y aligerados, la longitud de empalme L_e variará dependiendo del diámetro de la barra a empalmar.



Detalle de Empalme de Columnas

Para el caso de las columnas principales P1 del edificio C que lleva paquetes de 2 barras de acero de 1" se hizo un detalle que indica que se debe utilizar una tercera barra de una pulgada de 2.40m, centrándola en el punto de empalme y que no se debe empalmar ambas barras en el mismo punto.



ESPECIFICACIONES PARA PAQUETES DE 2∅1"

DEBE DE CUMPLIRSE LO SIGUIENTE:

- 1.- ENSAMBLAR LOS PAQUETES ANTES DEL MONTAJE.
- 2.- AMARRAR LAS BARRAS QUE FORMAN EL PAQUETE CON ALAMBRE #16 CADA 20 cm.
- 3.- EFECTUAR LOS EMPALMES POR MEDIO DE UNA BARRA DE TRASLAPE EN CADA UNION SEGUN EL DETALLE.
- 4.- TERMINAR LAS BARRAS DE UN PAQUETE EN PUNTOS DISTINTOS DE MANERA QUE NUNCA EXISTAN DOS EMPALMES JUNTOS.

DETALLE DE EMPALME

Detalle de Empalme para Paquetes de 2 barras de 1 pulgada

8. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y EXPERIENCIA

GANADA EN LAS VISITAS REALIZADAS A OBRA

Se adjunta a este documento los planos de estructuras que fueron el resultado final del proceso de diseño descrito y son los siguientes:

- E-1 Edificio-A – Cimentación
- E-2 Edificio A – Techos
- E-3 Edificio A – Vigas
- E-4 Edificio-B – Cimentación
- E-5 Edificio B – Techos
- E-6 Edificio B – Vigas
- E-7 Edificio C – Cimentación
- E-8 Edificio C – Columnas y Placas
- E-9 Edificio C – Techos Sótano y 1° Piso
- E-10 Edificio C – Techos 2°-11° Piso
- E-11 Edificio C – Techo 12° Piso
- E-12 Edificio C – Vigas
- E-13 Puentes Metálicos
- E-14 Escalera Exterior
- E-15 Puentes Metálicos, Detalles
- E-16 Escalera Anexa – Edificio C

En la presente tesis se han descrito los procedimientos utilizados para el diseño estructural de las tres edificaciones principales que componen el Complejo Mac Gregor de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Estos criterios han estado basados en los requerimientos de las normas técnicas de estructuras del Reglamento Nacional de Edificaciones para garantizar la seguridad estructural de la edificación y el buen funcionamiento en las condiciones de servicio.

También se consideró en la etapa de la estructuración, donde se define la forma estructural de la edificación, buscar una estructura simple, regular y con dimensiones de elementos razonables para las luces y dimensiones que se tienen.

Esta simplicidad se refiere al comportamiento estructural y usualmente va de la mano con la facilidad constructiva de la edificación y permite optimizar el diseño. Esto, debido a que si se tiene un comportamiento estructural simple esto permite ser menos conservador que si se tiene un comportamiento más complejo y por lo tanto más incierto.

Asimismo, se buscó tener una estructura regular desde el punto de vista estructural. A partir de la experiencia que se tiene con el comportamiento estructural de las edificaciones ante acciones sísmicas en el mundo, se reconoce que una estructura regular se comporta mejor que una estructura irregular. Es por esto que se buscó evitar irregularidades estructurales en la medida en que la arquitectura de la edificación lo permitió.

En la etapa de la estructuración se buscó tener dimensiones de elementos estructurales razonables. De esta forma, se evitan tener cuantías muy altas en vigas, columnas, losas que generen congestión de refuerzo en la obra y mayores costos. En las vigas y losas, también es importante tener peraltes adecuados para evitar deformaciones excesivas.

En el transcurso de la etapa de diseño y desarrollo de los planos se pudo apreciar las ventajas de seguir estos criterios desde las etapas iniciales del proyecto, especialmente las coordinaciones con arquitectura para obtener una estructura simple y libre de irregularidades. Esto implicó un mayor trabajo de coordinación con el arquitecto en las etapas iniciales del proyecto, al buscar soluciones para integrar una estructura simple con los requerimientos arquitectónicos del proyecto. Sin embargo, al final este mayor trabajo inicial se ve compensado con un mejor proyecto y construcción.

En la etapa de construcción se realizaron una serie de visitas a obra. Estas tuvieron como motivo principal ver el tema de algunas cangrejas pequeñas en el inicio de la obra. Resultó que estas eran más un tema estético que estructural, pero por el hecho de tener concreto expuesto con un acabado especial donde se veía el reflejo de las tablas de madera utilizadas como encofrado, esta situación no fue afectable y fue necesario demoler algunos elementos que no podían resanarse manteniendo la estética requerida.

Otra experiencia que se tuvo en obra fue la relacionada a la escalera exterior de concreto, cuyo diseño arquitectónico se modificó ya durante la etapa de obra, originando que se requiriera un aumento importante de las dimensiones de la zapata al haber aumentado la inclinación.

El complejo Mac Gregor fue inaugurado en el año 2008 y se encuentra actualmente en funcionamiento.

