

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA
EL DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL QUE
MEJORA EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE
DEL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA EMPLEANDO LA
NORMA E.030-2014**

TESIS

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

PRESENTADO POR:

**Bach. ARANZABAL SOLOGUREN WILFREDO
Bach. ARROYO SAAVEDRA JOE LUIS**

ASESOR: Dr. VIRGILIO PEÑA HARO

**LIMA - PERÚ
AÑO: 2015**

DEDICATORIA

A mis padres Elmert, Carmen y a mis hermanos, quienes siempre me apoyaron lo largo de mi carrera.

Joe Luis Arroyo Saavedra.

A mis padres Wilfredo, Julia Rita y a mi hermana Krizia, quienes siempre me apoyaron a lo largo de mi carrera.

Wilfredo Aranzabal Sologuren.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por las oportunidades para mi desarrollo y la hermosa familia que tengo.

A mis padres por el sacrificio, esfuerzo y amor incondicional que me dan cada día.

A mis hermana por el apoyo que me brindaron durante mis días de estudios.

A mis mejores amigos que forman parte muy importante de mi vida, quienes siempre están en las buenas y en las malas, especialmente a Wilfredo Aranzabal Sologuren por el empeño que dedicamos a este trabajo.

A mi asesor, el Ing. Virgilio Peña por todas sus enseñanzas y tiempo dedicado para elaborar este trabajo.

A la Universidad Ricardo Palma y a mí tan querida Facultad de Ingeniería que me ha dado la formación profesional a lo largo de todo este tiempo.

Joe Luis Arroyo Saavedra.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por las oportunidades para mi desarrollo y la hermosa familia que tengo.

A mis padres por el sacrificio, esfuerzo y amor incondicional que me dan cada día.

A mi hermana por ser la mejor amiga que tengo y por su apoyo incondicional.

A mi abuela que gracias a ella elegí mi amada carrera.

A mis mejores amigos que forman parte muy importante de mi vida, quienes siempre están en las buenas y en las malas, especialmente a Joe arroyo Saavedra por el empeño que dedicamos a este trabajo.

A mi asesor, el Ing. Virgilio Peña por todas sus enseñanzas y tiempo dedicado para elaborar este trabajo.

A la Universidad Ricardo Palma y a mí tan querida Facultad de Ingeniería que me ha dado la formación profesional a lo largo de todo este tiempo.

Wilfredo Aranzabal Sologuren.

ÍNDICE

Pág.

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.1 Descripción de la realidad problemática	3
1.2 Formulación del Problema	3
1.2.1 Problema principal	3
1.2.2 Problemas específicos	3
1.3 Objetivos de la investigación.....	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivos específicos	4
1.4 Justificación e importancia de la investigación	4
1.4.1 Conveniencia	4
1.4.2 Relevancia social	4
1.4.3 Importancias prácticas	5
1.5 Limitaciones de la investigación	5
1.6 Viabilidad de la investigación	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	6
2.1 Antecedentes de investigación	6
2.2 Bases teóricas	10
2.2.1 Definiciones conceptuales.....	10
2.4 Formulación de la hipótesis	27
2.4.1 Hipótesis general	27
2.4.2 Hipótesis específicas.....	27
2.4.3 Variables	28
2.3.4 Definición conceptual de las variables	28
2.3.5 Operacionalización de las variables	29
CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO.....	30
3.1 Tipo de la investigación	30
3.2 Diseño de la investigación.....	30
3.3 Población y muestra.....	30
3.4 Técnicas de recolección de datos.....	31
3.4.1 Descripción de los instrumentos.....	31

3.4.2	Validez y confiabilidad de los instrumentos	31
CAPÍTULO IV: DIAGNÓSTICO DE LA VULNERABILIDAD DEL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA..... 32		
4.1	Problemas en la configuración estructural.....	33
4.1.1	Configuración en planta	33
4.1.2	Configuración en altura.....	33
4.1.3	Columna débil.....	34
ANÁLISIS SÍSMICO DEL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA		35
4.2	Peso de la edificación	35
4.3	Parámetros Sísmicos	36
4.4	Análisis estático del edificio.....	38
4.4.1	Análisis estático eje X y eje Y	39
4.4.2	Espectro respuesta.....	39
4.5	Análisis dinámico modal espectral del edificio	40
4.5.1	Modos de vibración	40
4.5.2	Fuerza cortante mínima	40
4.5.3	Desplazamientos laterales de entrepiso	41
4.5.4	Desplazamientos reales del edificio.....	42
CAPÍTULO V: RESULTADOS 43		
EVALUACIÓN DE ALTERNATIVA DE REFROZAMIENTO PARA EL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA		43
5.1	Alternativa de reforzamiento utilizando elementos nuevos de concreto.....	43
5.1.1	Peso de la edificación	44
5.1.2	Parámetros Sísmicos	45
5.1.3	Análisis estático del edificio.....	46
5.1.4	Análisis estático eje X y eje Y	47
5.1.5	Espectro respuesta.....	47
5.1.6	Análisis dinámico modal espectral del edificio	48
5.1.7	Modos de vibración	48
5.1.8	Fuerza cortante mínima	48
5.1.9	Desplazamientos laterales de entrepiso	49
5.1.10	Desplazamientos reales del edificio.....	50

REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA.....	51
5.2 Diseño de muros de corte	51
5.2.1 Diseño de Placa.....	53
5.2.2 Diseño de Zapata.....	61
5.3 Contratación de hipótesis	73
5.4 Discusión.....	74
CONCLUSIONES	76
RECOMENDACIONES.....	78
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
REFERENCIAS ELECTRÓNICAS.....	80
ANEXOS.....	81
ANEXO I: MATRIZ CONSISTENCIA.....	82
ANEXO II: DISEÑO DE MUROS DE CORTE	83
ANEXO III DISEÑO DE ZAPATAS	147
ANEXO IV PLANO DE ARQUITECTURA	219
ANEXO V PLANO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	220

ÍNDICE DE TABLAS

Pág.

Tabla N° 1: Límites par distorsión de entrepiso	14
Tabla N° 2: Peso de la edificación.....	36
Tabla N° 3: Período según el perfil de suelo.....	37
Tabla N° 4: Cortante basal.....	39
Tabla N° 5: Modos de vibración	40
Tabla N° 6: Fuerza cortante mínima	41
Tabla N° 7: Desplazamiento entrepiso	41
Tabla N° 8: Desplazamiento reales	42
Tabla N° 9: Peso de la edificación “Reforzamiento”	44
Tabla N° 10: Cortante basal “Reforzamiento”.....	47
Tabla N° 11: Modos de vibración “Reforzamiento”	48
Tabla N° 12: Fuerza cortante mínima “Reforzamiento”	49
Tabla N° 13: Desplazamiento entrepiso “Reforzamiento”	49
Tabla N° 14: Desplazamiento reales “Reforzamiento”	50

ÍNDICE DE FIGURAS

Pág.

Figura N° 1: Usos de fibra de carbono.....	17
Figura N° 2: Encamisado de columnas en concreto y acero	19
Figura N° 3: Técnica de aislamiento sísmico en la base	21
Figura N° 4: Técnicas de control pasivo con disipadores de energía	23
Figura N° 5: Composición de disipador fluido viscoso	25
Figura N° 6: Comportamiento fuera de fase	26
Figura N° 7: Estilos básicos de instalación de disipadores	27
Figura N° 8: Configuración en altura	34
Figura N° 9: Problema de columna corta	34
Figura N° 10: Esquema en 3D del Hospital Casimiro Ulloa	35
Figura N° 11: Espectro respuesta.....	39
Figura N° 12: Esquema en 3D del Hospital Casimiro Ulloa “Reforzamiento”	43
Figura N° 13: Esquema en planta del Hospital Casimiro Ulloa “Reforzamiento”.....	43
Figura N° 14: Espectro respuesta “Reforzamiento”	47
Figura N° 15 Diferencias entre aporticado y pórticos-muro.....	51
Figura N° 16: Detalle de Placa - 1 “Reforzamiento”	60
Figura N° 17 Detalle de anclaje de plaza zapata “Reforzamiento”	72

RESÚMEN

En el presente trabajo expone como tema principal evaluación de la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural que mejora el comportamiento sismorresistente del hospital Casimiro Ulloa empleando la norma e.030-2014.

El objetivo principal planteado es la evaluación de la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural que mejore el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014.

El diseño metodológico empleado es de tipo cuantitativa explicativa, con un diseño de la investigación es no experimental, transversal y descriptivo.

La población y muestra es el Hospital Casimiro Ulloa.

Debido a las fallas técnicas, mala distribución de pesos muertos o desgaste de materiales por agentes naturales la lluvia, el viento, sulfatos, entre otros por lo que actualmente no cumple con los parámetros y exigencias de la Norma E-030-2014.

El método usado fue la inclusión de muros de corte distribuidos de forma homogénea de tal manera que favorezca a la rigidez en de cada nivel del edificio y a su vez cumpla con los requerimientos especificados en la Norma E-030-2014.

Al ser avaluado el Hospital Casimiro Ulloa con la propuesta de reforzamiento de muros de corte se logró cumplir con las restricciones de desplazamientos que plantea la Norma E-030-2014 ampliando la vida útil del Hospital ante alguna eventualidad.

Palabras claves: Reforzamiento, Estructural, Hospital, Vulnerabilidad, Sismorresistente.

ABSTRACT

In this paper we present the main theme of the seismic vulnerability assessment for the design of structural reinforcement that improves the seismic behavior of Casimiro Ulloa hospital e.030-2014 using the standard.

The main stated objective is the evaluation of seismic vulnerability for the design of structural reinforcement to improve the behavior seismic Hospital Casimiro Ulloa using Standard E.030-2014.

The methodological design used is of explanatory quantitative type, with a research design is not experimental, transversal and descriptive.

The population and sample is Casimiro Ulloa Hospital.

Due to technical failures, poor distribution of dead weights or wear natural materials agents rain, wind, sulfates, among others so it currently does not meet the requirements and parameters of the standard E-030-2014.

The method used was the inclusion of shear walls distributed evenly so that favoring the stiffness of each level of the building and in turn meets the requirements specified in Rule E-030-2014.

To be worth the Hospital Casimiro Ulloa with the proposed strengthening of shear walls it was possible to comply with movement restrictions of the Standard 030-2014 E-extending the life of Hospital before any eventuality.

Keywords: Reinforcement, Structural, Hospital, Vulnerability, Seismic.

INTRODUCCIÓN

El Perú es una de las zonas con más actividad sísmica del planeta y según el historial sísmico de la ciudad de Lima estaríamos cerca de un gran sismo el cual afectaría a toda la ciudad por lo que esta tesis busca investigar la manera de reforzar estructuralmente el “Hospital Casimiro Ulloa” ya que al ser construida en el año 1956 fue un diseño único para varios hospitales de la época, se usó parámetros iguales para el único diseño.

Al ser una estructura esencial tiene que resistir un sismo severo para poder atender a la población aledaña. Actualmente la estructura del Hospital Casimiro Ulloa no cumple la norma propuesta E-030 - 2014.

Al aplicar el reforzamiento estructural que cumplirá con la norma propuesta E-030-2014 se minimiza los daños en el Hospital Casimiro Ulloa para un correcto funcionamiento en caso de un movimiento telúrico severo logrando de esta manera salvar muchas vidas en nuestra capital.

Esta investigación tiene como objetivos generales y específicos:

Evaluar la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural que mejore el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014.

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica para determinar la necesidad de un reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014.
- Reforzar la estructura mediante el uso de elementos nuevos de concreto para la mejora del comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa.

El método de reforzamiento utilizado en este trabajo de investigación es de agregar muros de corte en forma homogénea para aumentar la rigidez en el eje más desfavorable y así hacer una nueva evaluación de vulnerabilidad sísmica del Hospital Casimiro Ulloa para luego los resultados compararlos con las exigencias que expone la norma E-030-2014 y así lograr un edificio con mejor comportamiento ante un movimiento telúrico que se pueda presentar en nuestra ciudad de Lima.

En la siguiente investigación se expone en el capítulo I, Descripción de la investigación, mencionando los principales problemas y objetivos de la tesis. Capítulo II, Marco teórico, describiendo antecedentes e hipótesis. Capítulo III, Diseño metodológico, mencionando tipo y diseño de la investigación. Capítulo IV, Diagnóstico de la vulnerabilidad de hospital Casimiro Ulloa, describiendo problemas estructurales del mismo. Capítulo V, Análisis sísmico del Hospital Casimiro Ulloa, exponiendo características físicas y análisis dinámico y estático. Capítulo VI, Evaluación de alternativa de reforzamiento para el hospital Casimiro Ulloa. Capítulo VII, Muros de corte, es la propuesta de reforzamiento.

CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Descripción de la realidad problemática

Según el historial sísmico de la ciudad de Lima estaríamos cerca de un gran sismo el cual afectaría a toda la ciudad por lo que esta tesis investiga la manera de reforzar una estructura esencial “Hospital Casimiro Ulloa” ya que al ser construida en el año 1956 fue un diseño único para varios hospitales de la época.

Al ser una estructura esencial tiene que resistir un sismo severo para poder atender a la población aledaña. Actualmente la estructura del Hospital Casimiro Ulloa no cumple la norma propuesta E-030 - 2014.

Al aplicar el reforzamiento estructural que cumplirá con la norma propuesta E-030-2014 minimizaremos los daños en el Hospital Casimiro Ulloa para un correcto funcionamiento en caso de un movimiento telúrico severo logrando de esta manera salvar muchas vidas en nuestra capital.

1.2 Formulación del Problema

1.2.1 Problema principal

¿Cómo una evaluación de la vulnerabilidad sísmica y el diseño del reforzamiento estructural mejora el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿De qué manera la evaluación de la vulnerabilidad sísmica determina la necesidad de un reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014?
- ¿Cómo influye el reforzamiento de la estructura mediante el uso de elementos nuevos de concreto para la mejora del comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural que mejore el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014.

1.3.2 Objetivos específicos

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica para determinar la necesidad de un reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014.
- Reforzar la estructura mediante el uso de elementos nuevos de concreto para la mejora del comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa.

1.4 Justificación e importancia de la investigación

1.4.1 Conveniencia

La presente investigación, busca proporcionar al Ministerio de Salud un diseño de reforzamiento para estructuras esenciales tales como el Hospital Casimiro Ulloa para mejorar el comportamiento sísmico.

1.4.2 Relevancia social

El tema de estudio de diseño de reforzamiento, está enfocado en soluciones para la mejor de un comportamiento sísmico, el cual podrá ser empleado a otras estructuras esenciales ubicadas en distritos vecinos tales como Miraflores, Surquillo, Barranco y Surco.

1.4.3 Importancias prácticas

La importancia de nuestra investigación es demostrar que al diseñar un reforzamiento estructural mejora el comportamiento sísmico del Hospital Casimiro Ulloa bajo las exigencias de la nueva Norma propuesta E.030-2014.

1.5 Limitaciones de la investigación

Las limitaciones de esta investigación es que el Hospital Casimiro Ulloa llegue al rango lineal elástico isotrópico y homogéneo.

La investigación se limita a exponer una propuesta de reforzamiento.

La investigación se limita a usar los conocimientos impartidos en los años de pregrado para plantear el sistema de reforzamiento estructural.

La investigación analiza el Hospital Casimiro Ulloa, ubicado en el distrito de Miraflores en la ciudad de Lima.

1.6 Viabilidad de la investigación

La presente investigación cuenta con la información bibliográfica como la Norma Técnica de Edificaciones E.030-2014, tesis de evaluaciones sísmicas, datos recopilados en el campo, facilidad de acceso a los planos de arquitectura y estructurales, acceso a las instalaciones, recursos y equipos necesarios para la investigación, el tiempo es adecuado para la elaboración y culminación de nuestra investigación.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de investigación

Vega, C. (2010). En la actualidad, existen diversos edificios ubicados en el centro de Lima, con una antigüedad mayor a los 50 años aproximadamente. Varios de estos edificios están siendo remodelados para los proyectos del programa MI VIVIENDA. Sin embargo, en la mayoría de los casos no se está realizando un análisis que permita verificar si la estructura cumple con las normas actuales y si necesita ser reforzado.

El tema de tesis que se desarrollará consiste en la evaluación y reforzamiento de dos edificios contiguos de 11 pisos construidos en la década del 60 en el centro de Lima; utilizando solo los planos de arquitectura, el cual contiene el levantamiento de las dimensiones estructurales. Se utilizarán los planos de Arquitectura pues al igual que la mayoría de edificaciones del centro de Lima, no se cuenta con los planos estructurales en la Municipalidad.

Se utilizará planos de proyectos similares de la época, para evaluar el desarrollo de los proyectos en ese tiempo y deducir el tipo de refuerzo con el que cuenta la estructura que analizaremos. Posteriormente, se plantearán distintas alternativas de reforzamiento haciendo uso de elementos nuevos de concreto como la inclusión de placas, ensanchamiento de los elementos estructurales como vigas y columnas, elementos nuevos de acero como arriostres, así como el reforzamiento con fibra de carbono con mayor énfasis en el cortante de las vigas.

Para el análisis de las distintas alternativas se utilizará el software ETABS 9.7.4 Non linear el cual nos ayudará a determinar las ventajas y desventajas de las alternativas propuestas así como el cumplimiento de lo exigido por la norma sismorresistente en cuanto al análisis estático, análisis dinámico, los desplazamientos laterales de entrepisos, cálculo de la junta, etc.

Una vez evaluadas las distintas alternativas se procederá a diseñar la más adecuada desde el punto de vista económico, su funcionalidad y seguridad, cumpliendo con todos los parámetros exigidos en la Norma de concreto armado y la Norma de diseño y sismorresistente. Por último, en función a los resultados de la investigación se concluirá en el desarrollo de una propuesta de guía metodológica para las edificaciones construidas en el centro de Lima que se encuentren en un estado similar.

Hernández, Y. (2009). En la actualidad no se cuenta con un método científico que permita determinar con exactitud donde y cuando se van a presentar fenómenos naturales como lo son sismos, maremotos y demás. Colombia se encuentra localizada en una zona que presenta una actividad sísmica constante y que tiene por nombre cinturón de fuego del Pacífico la cual es considerada como la mayor falla geológica en el planeta.

En los códigos actuales de diseño sísmico se acepta para el análisis el uso de métodos lineales estáticos o dinámicos; sin embargo, estos tipos de análisis pueden ser insuficientes para describir el comportamiento real de estructuras ante fuerzas dinámicas como las producidas por los sismos intensos que definen las acciones de diseño. Para lograr lo anterior es necesario usar métodos de análisis no-lineal.

Colombia ha sido un país en el que se han presentado sismos de grandes magnitudes, ocasionando un gran número de pérdidas humanas, cientos de miles de heridos y pérdidas económicas y sociales. Estos acontecimientos han llevado a detectar deficiencias en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, esto ha originado una tendencia clara a cambiar la filosofía de reforzamiento estructural, del concepto de resistencia física al concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural, considerando que no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad, por lo mismo no necesariamente reduce los daños.

En la actualidad Colombia se encuentra en un proceso que pretende reforzar estructuralmente los edificios que pertenecen al grupo IV los cuales se definen como edificaciones indispensables durante y después del sismo y los que pertenecen al grupo III que son edificaciones de atención a la comunidad, indispensables después del sismo para preservar la salud y seguridad de las personas.

Los métodos estudiados son el método del espectro de capacidad descrito en el documento "Seismic evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - ATC 40" y el método elástico tradicional descrito en el capítulo A.10 de NSR-98.

Huerta, Y. y Uribe, C. (2006). Los últimos sismos ocurridos en el Perú han demostrado que los edificios educativos construidos antes de 1997 son vulnerables. Sin embargo, algunos edificios educativos construidos con un sistema estructural más rígido que el usado en esa época tuvieron un buen desempeño.

En el presente trabajo se revisó el diseño de un edificio escolar de tres pisos construido antes de 1997 siguiendo las indicaciones de La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (2003). Luego se evaluó el desempeño del edificio ante tres niveles de peligro sísmico y en tres perfiles de suelo. Para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC y para la estimación de la respuesta, se usaron procedimientos de análisis no lineal basado en espectros de demanda-capacidad. El estudio demuestra que el edificio no satisface los requerimientos de rigidez de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (2003) ni siquiera en suelo S1, sin embargo el diseño si cumple con los requerimientos de resistencia para suelo S1 pero no para los suelos S2 y S3. Los resultados de este trabajo indican que en un suelo rígido el edificio educativo tendría un buen desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica. Sin embargo en condiciones adversas de suelo, perfil S3 de la NTE-030, el edificio tendría un pobre desempeño quedando inclusive al borde del colapso para sismos ocasionales

Comentario

Estas tesis nos sirven de referencia para una buena investigación ya que en las mismas señalan como solucionaron su problema principal y los procedimientos, tales como formas de reforzamiento nuevas (fibra de carbono), métodos de análisis estructural tales como el método del espectro de capacidad, la manera de influencia en la estructura del tipo de suelo, materiales empleados, también se puede encontrar que los edificios analizados fueron evaluados con distintas magnitudes de sismo.

Para finalmente dar opciones de reforzamiento adecuadas para el tipo de estructura analizada que lleve salvar vidas.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Definiciones conceptuales

➤ SISMO

Vega, C. (2010, p.12) mencionó: “El sismo es definido como el movimiento de la corteza terrestre o como la vibración del suelo, causado por la energía mecánica emitida de los mantos superiores de la corteza terrestre, en una repentina liberación de la deformación acumulada en un volumen limitado. El paso de un camión, de un tren, pueden producir una pequeña vibración en la superficie terrestre, este fenómeno podemos relacionarlo con un Microsismo o un Temblor. Una erupción volcánica o un movimiento Distrófico pueden originar una vibración fuerte dando lugar a un Macro sismo o Terremoto.”

➤ CONFIGURACIÓN SÍSMICA

Hernández, Y. (2009, p.20) mencionó: “Para el reforzamiento estructural se tiene que modificar la configuración sísmica tomando en cuenta los siguientes conceptos.

• Rigidez

La rigidez es la capacidad para oponerse a deformaciones, tanto lineales como angulares. Una medida de la rigidez es la deflexión, por lo tanto en una edificación antigua que va a ser reforzada la rigidez de la estructura tiene que ser cuantificada para controlar los excesos de deformaciones las cuales podrían ser producidas por un sismo considerable.

- **Resistencia**

La resistencia es la capacidad que tiene un sistema estructural que le permite resistir cargas sin colapsar en su conjunto.

- **Ductilidad**

La ductilidad es la capacidad de un elemento para deformarse sin perder de manera importante su capacidad de resistencia, es decir logran deformarse en el rango inelástico.

- **Diafragma rígido competente**

Este debe asegurar la integridad estructural y repartir las fuerzas horizontales en forma proporcional a la rigidez de los elementos verticales.

- **Simetría**

Busca que el centro de masa y el centro de rigidez estén cerca. Además, se debe mantener una simetría en planta y en elevación.

- **Regularidad**

Evitar las zonas de concentración de esfuerzos.

- **Continuidad**

Debe existir continuidad de rigidez, de masa y de sistemas resistentes”.

➤ **FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO
SISMORESISTENTE**

Sencico NPT-E030, (2014, pp. 19-23) mencionó: “Según la norma sísmica, nos presenta una filosofía del diseño sismorresistente que consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para edificaciones esenciales se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que estén en condiciones operativas luego de un sismo severo.”

➤ **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Se usara dos tipos de análisis:

Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.

Análisis dinámico modal espectral.

Definidos a continuación.

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

- **Análisis sísmico estático**

Sencico NPT-E030, (2014, pp. 21) mencionó: “Las fuerzas actúan en conjunto en el centro de masa de cada nivel de la edificación.

Se podrá analizar mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.”

- **Análisis sísmico dinámico modal espectral**

Sencico NPT-E030, (2014, pp. 23) mencionó: “Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.”

➤ **REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD**

- **Desplazamientos laterales**

Sencico NPT-E030, (2014, pp. 27) mencionó: “Para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de estructuras irregulares deberá emplearse el valor de $0,85R$.”

- **Desplazamientos laterales relativos permisibles**

Sencico NPT-E030, (2014, pp. 27) mencionó: “El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N°1.”

Tabla N° 1: Límites par distorsión de entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	($\Delta i / h_{ei}$)
Concreto Armado	0,007

Fuente: Sencico NPT-E030, (2014, pp. 27)

➤ **TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL**

En nuestro medio existen diferentes procedimientos de reforzamiento estructural. La decisión de uso de una o varias de estas técnicas depende del diagnóstico estructural efectuado por un profesional competente.

El reforzamiento de la estructura deberá ser capaz de dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos sísmicos futuros.

Incremento de resistencia

Vega, C. (2010, p.11) mencionó: “Los métodos son los siguientes:

- Muros de corte, los cuales pueden ser muros de concreto vaciados en situ, muros prefabricados y muros compuestos por placas de acero.
- Se emplea la adición de pórticos ya sea pórtico con muro o pórtico solo.”

Incremento de ductilidad

Vega, C. (2010, p.11) mencionó: “Para darle ductilidad al reforzamiento se usa los siguientes métodos:

- Al momento de vaciar los muros de corte antes mencionados se le agrega placas de acero.

- Cuando se hace el encamisado, se usa mallas soldadas o encamisado con placas de acero.
- Quitar peso a la estructura cambiando materiales pesados por livianos.
- Se colocan muros laterales a las columnas, es decir se utilizarán alas de muro. Dichos elementos serán vaciados en el mismo lugar del reforzamiento o se utilizarán muros pre vaciado.
- Se refuerzan las vigas mediante un encamisado con acero estructural para darle mayor ductilidad a la estructura.”

Uso de nuevos materiales

Vega, C. (2010, p.12) mencionó: “Podemos describir la fibra de carbono como un material nuevo en el reforzamiento estructural de edificaciones ya que nos permite recuperar la estructura ya sea un reforzamiento o una reparación para que el edificio siga en funcionamiento y especialmente cuando hablamos de edificios esenciales como un hospital.

Para emplear este material se necesita una correcta evaluación de vulnerabilidad o riesgo a la cual este sometida la estructura, dicho estudio deberá ser realizado por un ingeniero civil capacitado.

Guía de diseño e instalación del sistema sika carbodur “Los beneficios de utilizar este material son los siguientes:

- Mejora de las capacidades de soporte de carga de estructuras de concreto:
 1. Aumento de la resistencia a flexión de vigas, losas y muros de concreto.

2. Aumento de la resistencia a cortante de vigas y muros de concreto.
- Restablecimiento de la capacidad de estructuras de concreto deterioradas:
 1. Reemplazo del acero de refuerzo corroído
 2. Confinamiento de elementos de concreto

 - Mejoramiento de la capacidad de servicio:
 1. Limitación de las deformaciones
 2. Reducción del esfuerzo en el acero de refuerzo

 - Modificación del sistema estructural:
 1. Eliminación de columnas y muros
 2. Cortes en placas para aberturas de acceso

 - Reforzamiento para protección antisísmica:
 1. Mejora de la resistencia y ductilidad de las columnas de concreto
 2. Confinamiento y resistencia adicionales a las conexiones de concreto
 3. Reducción de riesgos de fallas a cortante frágiles de vigas y muros de concreto

Las ventajas del uso de fibra de carbono en reforzamiento de estructuras son:

- Peso propio muy bajo
- Se puede aplicar en cualquier longitud, no se requiere juntas
- Espesor muy bajo
- Fácil de transportar
- No se requiere preparación complicada

- Bajo costo de aplicación, no se requiere equipo pesado de manejo e instalación.
- Resistencia a la tensión muy alta
- Alto módulo de elasticidad
- Sobresaliente comportamiento a la fatiga
- Puede ser pintada o cubierta sin preparación
- Resistente a los álcalis
- Una o varias capas de láminas son colocadas alrededor o debajo de las secciones de concreto a reforzar, y junto a un sistema adhesivo epóxico especial como se muestra en la Figura N°1, se logra una total adherencia a la antigua superficie de concreto: el resultado es una capa externa de reforzamiento que ayuda a soportar las cargas del elemento y previene deflexiones excesivas.”



Figura N° 1: Usos de fibra de carbono

Fuente: www.sika.com.pe/reforzamientodeestructurasconfibradecarbono

Reforzamiento de elementos estructurales

Vega, C. (2010, p.14) mencionó: “A continuación se explica el reforzamiento de columnas, reforzamiento de vigas y reforzamiento de muros de corte.”

- **Reforzamiento de columnas**

Vega, C. (2010, p.14) mencionó: “El objetivo del refuerzo de las columnas es proporcionar a la edificación un mejor

comportamiento sísmico mediante los siguientes métodos (Ver Figura N° 2):

a. En una estructura, se tiene que evitar tener falla frágil, sobretodo en elementos estructurales que cumplen un rol fundamental dentro de la configuración estructural como son las columnas. Por lo tanto, se incrementa la ductilidad de las secciones de las columnas para impedir la falla frágil por fuerza cortante. Este método es aplicado a estructuras que no cuentan con suficientes muros de corte y a columnas que posean una resistencia última menor al corte con respecto a su resistencia última a flexión.

El incremento de ductilidad de las columnas se puede realizar mediante:

- El aumento de la sección de la columna añadiendo una malla de acero alrededor de la columna existente.
- Aumento de la sección existente añadiendo estribos soldados.
- Encajar la columna existente con una sección de área rectangular o circular.
- Encajar la columna mediante perfiles de acero.

b. En muchos casos, la mala ubicación de muros hace que exista una desigualdad de fuerzas cortantes en el nivel de análisis, por lo que se procede a realizar una compensación de las rigideces de las columnas.

c. Aumentando la capacidad a la flexión de las columnas.”



Figura N° 2: Encamisado de columnas en concreto y acero

Fuente: www.indisa.com/indisaonline

- **Reforzamiento de vigas**

Vega, C. (2010, p.15) mencionó: “Para proceder a reforzar la viga en campo, en primer lugar se debe apuntalar temporalmente la viga a ser reforzada. La envoltura del concreto armado se puede realizar sobre una, dos, tres o cuatro lados de la viga. Cuando se realiza la envoltura de los cuatro lados, la viga aumenta su capacidad a flexión y corte, debido a la adición del refuerzo colocado. El refuerzo adicional horizontal deberá ser acoplado al refuerzo existente mediante barras de conexión soldadas en forma diagonal, mientras que los estribos adicionales pasan a través de unas perforaciones que se realizan en la losa y que van a lo largo de la viga.

Hay que tener en consideración lo siguiente:

- La resistencia de los nuevos materiales no debe ser menor que la resistencia de los materiales existentes, es decir los nuevos elementos estructurales deben tener mayor capacidad de soportar cargas sin que ninguno de ellos falle.
- El espesor de la envoltura de la viga no debe ser menor a ocho centímetros para que el concreto tenga una buena adherencia con el antiguo a la hora del vaciado.

- El refuerzo longitudinal superior e inferior debe ser continuo y no menor que el acero mínimo exigido por la norma.
- En las zonas extremas de la viga, el espaciamiento de los estribos se debe realizar a una distancia no mayor a $\frac{1}{4}$ del peralte de la viga. Fuera de esta zona el espaciamiento puede ser el doble.
- Es fundamental conocer la variación de rigidez y resistencia de la viga y la columna para asegurar que las rótulas plásticas se presenten en las secciones de vigas.
- En la conexión de la viga con la columna, el refuerzo adicional de ambos elementos debe pasar a través de la junta. Además, se deben colocar estribos horizontales y verticales adicionales dentro de la junta para brindar una capacidad apropiada al cortante.”

- **Reforzamiento de muros de corte**

Vega, C. (2010, p.17) mencionó: “Los muros de corte absorben la mayor fuerza sísmica de la estructura, debido a su gran rigidez lateral y a su resistencia. Por lo tanto, el refuerzo de un muro de corte es vital para la estructura. Para proceder a reforzar el muro en campo, se debe remover el concreto suelto, picar y limpiar la superficie para colocar el refuerzo adicional, el cual podría ser una malla soldada o perfiles de acero.

Un muro se refuerza para incrementar su resistencia al corte, incrementar la resistencia a la flexión o incrementar la resistencia al corte y la flexión.

Cuando deseamos incrementar la resistencia al corte, se procede a aumentar el espesor del muro, ya que al

aumentar el espesor aumenta la inercia de la sección. Otra opción es adicionar elementos de confinamiento entre extremos del muro.”

➤ SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO

Vega, C. (2010, p.19) mencionó: “El sistema del aislamiento sísmico en la base está basado en la idea de aislar una estructura del suelo mediante elementos estructurales que reduzcan el efecto de los sismos sobre la estructura. Estos elementos estructurales se denominan aisladores sísmicos y son dispositivos que absorben, mediante deformaciones elevadas, la energía que un terremoto transmite a una estructura.

Existen básicamente dos tipos de sistemas de aislamiento (Ver Figura N° 3): los aisladores flexibles y los aisladores de fricción deslizante combinados con amortiguadores.

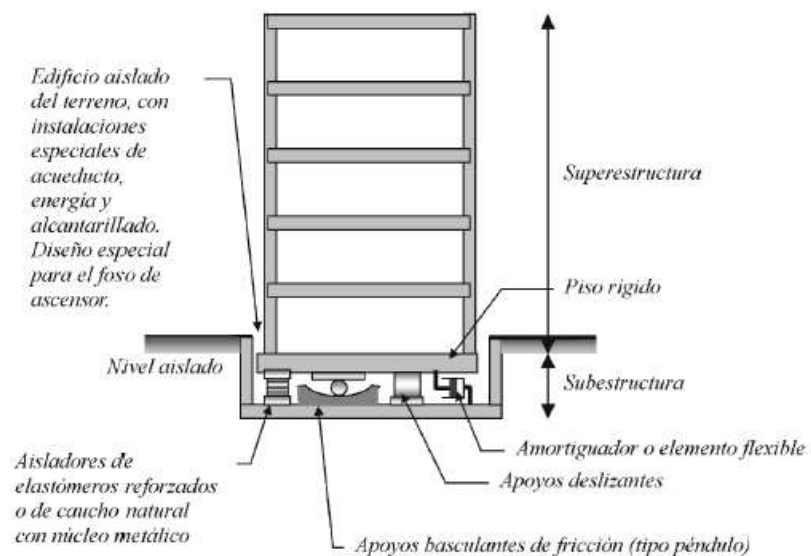


Figura N° 3: Técnica de aislamiento sísmico en la base

Fuente: Vega, C. (2010, p.19)

El trabajo de esta combinación de los aisladores como elementos flexibles que trabajan en el rango elástico y los amortiguadores como elementos rígidos con comportamiento elasto-plástico hace que la energía sísmica se atenúe, de forma parcial antes de ser transmitida a la superestructura, haciendo que la energía total para balancear por amortiguamiento propio del sistema sea menor.

Los amortiguadores adicionales se utilizan para disminuir la sensibilidad del sistema a las frecuencias de vibración del suelo y la vulnerabilidad a pulsos largos que ocurren en registros cercanos al epicentro del sismo. La rigidez inicial proporcionada por los amortiguadores controla las vibraciones menores y da confort a los usuarios.

Los aisladores de elastómeros están compuestos por una serie de láminas de elastómeros o de caucho adherido entre sí, intercalado o no con láminas metálicas, con el fin de proveer capacidad para soportar cargas verticales y confinar el núcleo que por lo general es de plomo. Las principales características que debe cumplir este tipo de aisladores son la alta rigidez vertical, la flexibilidad horizontal, la rigidez torsional, la durabilidad, la resistencia a cambios de temperatura y la resistencia a fuerzas cortantes.

En cuanto a los aisladores de fricción se cuenta con los apoyos deslizantes y los apoyos basculantes tipo péndulo de fricción. En los apoyos deslizantes las columnas descansan sobre elementos de deslizamiento de teflón o acero inoxidable y se genera amortiguamiento por fricción. Los apoyos basculares consisten en una base cóncava sobre la que se colocan un patín esférico articulado y una platina cubierta. La base cóncava tiene la función de restaurar la

posición original del sistema, mientras que las superficies deslizantes disipan energía por fricción”.

➤ **SISTEMA DE CONTROL PASIVO CON DISIPACIÓN DE ENERGÍA**

Vega, C. (2010, p.22) mencionó: “Los sistemas de control pasivo con disipación de energía se clasifican en cuatro categorías: histeréticos, de fluidos, viscoelásticos y de fricción. Por lo general, se instalan en arriostres diagonales dentro de los pórticos de la estructura o como complemento al sistema de aislamiento sísmico en la base, entre la fundación y la plataforma de aislamiento (Ver Figura N° 4)”.

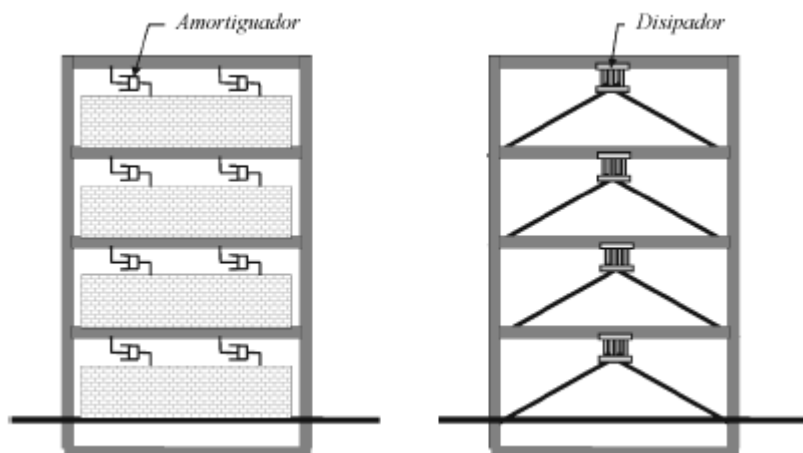


Figura N° 4: Técnicas de control pasivo con disipadores de energía

Fuente: Vega, C. (2010, p.22)

➤ SISTEMA DE DISIPADORES DE ENERGÍA FLUIDO VISCOSO

www.mabieperu.com menciona: “Similar a la tecnología de aislamiento sísmico, la función básica de los disipadores fluido viscoso cuando se incorporen a la estructura es la de absorber o consumir una porción de la energía externa debido al sismo, reduciendo así la demanda de disipación de energía primaria en los elementos estructurales y la minimización de los daños estructurales posibles.

La experiencia nos indica que las estructuras no vibran indefinidamente una vez que haya sido excitada por un movimiento. Esto se debe a la presencia de fuerzas de fricción o de amortiguamiento, las cuales siempre están siempre presentes en cualquier sistema en movimiento. Estas fuerzas disipan energía. La presencia inevitable de estas fuerzas de fricción constituye un mecanismo por el cual la energía mecánica del sistema, energía cinética o potencial se transforma en otros tipos de energía, como el calor.

La energía que se introduce en un sistema se transforma, y eventualmente se disipa:

$$E_T = E_K + E_S + E_I + E_\xi$$

E_T = es la energía que un agente externo (Sismo o Viento) introduce a un sistema.

E_K = Energía cinética, es la parte de la energía total que se transforma en movimiento.

E_S = Energía elástica de deformación, es la parte de la energía que se transforma en deformación de los elementos del sistema.

E_I = Energía inelástica, es la parte de la energía relacionada con la deformación inelástica de los elementos del sistema.

E_{ξ} = Energía de amortiguamiento, es la parte de la energía que es disipada por fuentes de amortiguamiento.

El objetivo de introducir disipadores de energía a la edificación es reducir la energía cinética E_K , o transformar parte de esta energía en calor, aumentando la energía de amortiguamiento E_{ξ} a través de los disipadores de energía. Esta tecnología fue desarrollada principalmente para la industria militar y para la industria pesada.”

- **Descripción de disipadores fluido viscoso**

www.mabieperu.com menciona: “Un amortiguador de fluido viscoso disipa la energía empujando el líquido a través de un orificio, produciendo una presión de amortiguamiento que crea una fuerza, la cual no aumenta $E_T = E_K + E_S + E_I + E_{\xi}$ significativamente las cargas sísmicas para un grado comparable de la deformación estructural. (Ver Figura N°5)

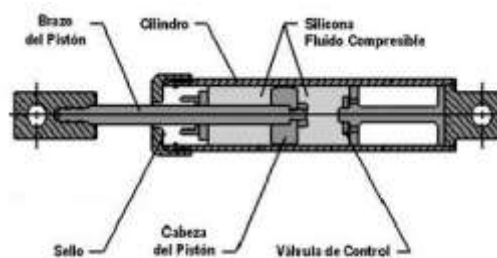


Figura N° 5: Composición de disipador fluido viscoso

Fuente:

<http://mabieperu.com/publicaciones/publicacion02>

Son fabricados de acero inoxidable y el líquido de amortiguamiento es aceite de silicona. La acción de amortiguamiento es proporcionada por el flujo del fluido o a través de la cabeza del pistón. La cabeza del pistón es

introducido con una holgura entre el interior del cilindro y el exterior de la cabeza del pistón, el cual forma un orificio anular.”

- **Comportamiento de disipadores fluido viscoso**

www.mabieperu.com menciona: “El disipador fluido viscoso reduce los esfuerzos y la deflexión al mismo tiempo porque la fuerza del disipador está completamente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexión de las columnas. Esto sólo se cumple con el amortiguamiento de fluido viscoso, donde la fuerza del disipador varía con la velocidad. (Ver Figura N° 6)

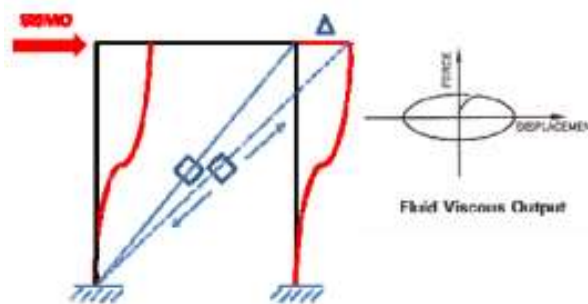


Figura N° 6: Comportamiento fuera de fase

Fuente: <http://mabieperu.com/publicaciones/publicacion02>

Cuando la edificación alcanza su máxima deflexión y por tanto su máxima fuerza lateral, en ese momento la fuerza en el disipador viscoso es mínima. Sin embargo; este comportamiento no sucede con otros tipos de disipadores.”

- **Fuerza debido al amortiguamiento del disipador**

www.mabieperu.com menciona: “En un disipador viscoso, la respuesta del amortiguador es:

$$F = CV^\alpha$$

Dónde:

F = es la fuerza del disipador, lb

V = velocidad relativa entre el amortiguador, pulg/seg

C = constante de amortiguamiento (lb x seg / pulg)

α = exponente de velocidad (0.3 - 1.0)”

- **Estilos básicos de instalación de los disipadores**

www.mabieperu.com menciona: “Los amortiguadores de fluido viscoso se pueden instalar como miembros diagonales de varias maneras, o puede atarse en los arriostres.” (Ver Figura N° 7).

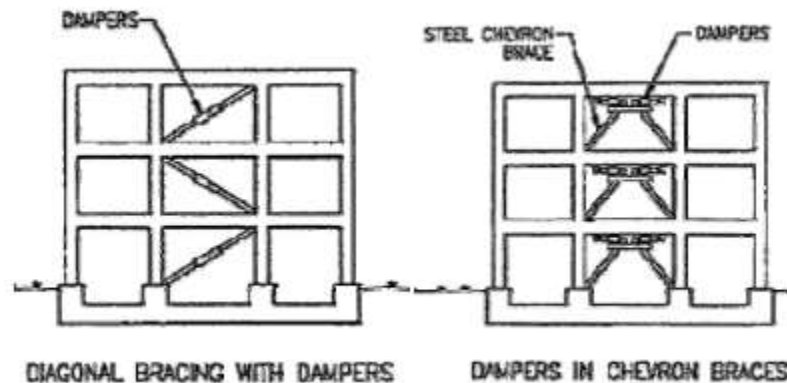


Figura N° 7: Estilos básicos de instalación de disipadores

Fuente: www.mabieperu.com/publicaciones/publicacion02

2.4 Formulación de la hipótesis

2.4.1 Hipótesis general

El diseño y la implementación del reforzamiento estructural con elementos nuevos de concreto mejoran el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014.

2.4.2 Hipótesis específicas

- La evaluación de la vulnerabilidad, empleando la Norma E.030-2014, determina la necesidad de un reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa.

- El reforzamiento de la estructura mediante el uso de elementos nuevos de concreto mejora el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa.

2.4.3 Variables

Variable independiente:

- Evaluación de vulnerabilidad sísmica
- Tipo cualitativo - Ordinal

Variable dependiente:

- Diseño de reforzamiento estructural
- Tipo cualitativo - Ordinal

2.3.4 Definición conceptual de las variables

- **Evaluación de vulnerabilidad sísmica:** Es la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes que la mantienen en pie ante un sismo severo. En el aspecto estructural se debe considerar durante la etapa de diseño, construcción o reparación de edificaciones.
- **Diseño de reforzamiento estructural:** Es la utilización de diversas técnicas y materiales con fin de fortalecer una edificación para prevenir los posibles efectos provocados por un desastre sobre natural o emergencia que se pueda presentar.

2.3.5 Operacionalización de las variables

Variable independiente:

Indicadores:

- Vulnerabilidad sísmica
- Diseño sismorresistente

Variable dependiente:

Indicadores:

- Elementos nuevos de concreto.

CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de la investigación

Cuantitativa, ya que se trata de cuantificar en valores contables, medibles y porcentajes la medición de las variables.

Explicativa, porque el estudio en campo busca hallar si existe relación entre la vulnerabilidad sísmica de la edificación y un planteamiento de reforzamiento estructura para la mejora de un desempeño sismorresistente.

3.2 Diseño de la investigación

El tipo de esta investigación es **no experimental**, porque se realiza sin manipular deliberadamente las variables, lo que se hace es observar tal y como se encuentra la edificación. Además, se recopilarán datos in situ del lugar a evaluar.

Prospectivo, porque los datos fueron tomados en el presente para su aplicación en el futuro.

Transversal, porque se recolectarán los datos en un solo momento, en un único tiempo y se trata de cuantificar en valores contables, medibles y porcentajes la medición de las variables.

Descriptivo, porque ubicaremos las variables y procederemos a determinar la incidencia de las variables en el caso de investigación

3.3 Población y muestra

En la presente investigación tiene como población el Hospital Casimiro Ulloa ubicado en el distrito de Miraflores, por lo tanto la población coincide con la muestra.

3.4 Técnicas de recolección de datos

3.4.1 Descripción de los instrumentos

Obtención de datos previos

- La Investigación Documental.- Estuvo referida principalmente al conocimiento que se obtuvo de los archivos y registros recopilados. Revisión de planos, especificaciones y registros de construcción.
- La Observación Directa.- Estuvo referida a la observación in-situ de las condiciones actuales de la estructura, así mismo una inspección visual que indica manifestaciones físicas de fallas o problemas en la estructura tales como, agrietamientos, deformaciones excesivas, erosiones, pérdida de recubrimiento, etc. Para ellos se ha implementado en esta investigación una plantilla con un total de 2 páginas que de forma esquemática recaban los datos necesarios para ser incorporados en la determinación de la vulnerabilidad de la edificación.
- Modelación digital.- Para la elaboración de un modelo digital del Hospital Casimiro Ulloa se ha utilizado el programa de elementos finitos ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) Non Linear versión 9.7.4 Computer and Structures Inc. Berkeley California USA. Para el análisis se idealizaron los muros como elementos SHELL, las vigas y demás elementos, están modelados como elementos FRAME.

3.4.2 Validez y confiabilidad de los instrumentos

La confiabilidad de los instrumentos usados en esta tesis tales como los documentos (planos, especificaciones y registros de construcción) son confiables ya que fueron brindados por un ingeniero profesional y con conocimiento pleno sobre el Hospital Casimiro Ulloa. La observación directa fue recopilada por visitas al hospital. La modelación digital es confiable ya que el programa utilizado está avalado por Computer and Structures Inc.

CAPÍTULO IV: DIAGNÓSTICO DE LA VULNERABILIDAD DEL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA

La norma peruana técnica peruana establece requisitos mínimos para las edificaciones los cuales a su vez experimentan actualizaciones continuas de acuerdo con los avances tecnológicos y la investigación continua sobre sismos pero también da gran aporte movimientos telúricos actuales en distintas partes del mundo, debido a esto se tiene que hacer un buen diagnóstico para detallar la necesidad o no de reforzar una estructura de tal manera que cumpla con los requisitos necesarios para salvar vidas.

La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño.

Se debe poner énfasis en lo dicho anteriormente, ya que el colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es por lo general consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

Por otro lado, hay que resaltar que las conexiones o uniones entre elementos estructurales son por lo general los puntos más críticos. En las uniones viga – columna el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo de la misma.

Otro componente importante dentro de los daños estructurales son las irregularidades en altura que puedan presentar los edificios. Las irregularidades en altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez

entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobre solicitados. Respecto a los problemas en planta, las irregularidades de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos.

4.1 Problemas en la configuración estructural

Hablaremos de resistencia, geometría de la estructura, respuesta ante sismos, a continuación se analizara el Hospital Casimiro Ulloa.

4.1.1 Configuración en planta

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.

También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

4.1.2 Configuración en altura

El edificio presenta escalonamiento en altura como se muestran en la Figura N° 8. Desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa, por lo tanto traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco.

Pero al ser una estructura esencial se considera como regular de acuerdo con la norma E-030.

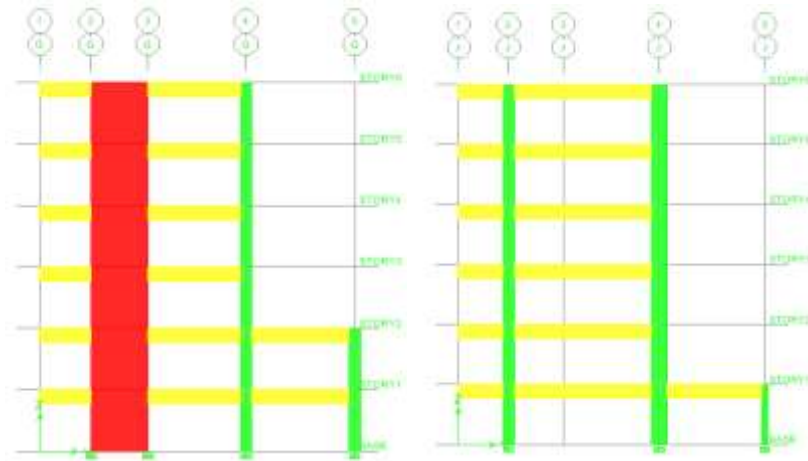


Figura N° 8: Configuración en altura

Fuente: Elaboración propia

4.1.3 Columna débil

En este edificio “Hospital Casimiro Ulloa” tanto en la fachada como el interior del mismo presenta ventanas de distintos tamaños que generan columnas cortas. Esto se podría resolver creando juntas y rellenar la abertura generada, o simplemente cambiar todo por drywall para quitarle peso al edificio y a su vez solucionar el problema de la columna corta. (Ver Figura N° 9)



Figura N° 9: Problema de columna corta

Fuente: <http://civilgeeks.com/>

ANÁLISIS SÍSMICO DEL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA

A continuación se hará un análisis estructural del Hospital Casimiro Ulloa para ver el estado que se encuentra como se aprecia en la Figura N° 10, utilizaremos el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) Non linear, Versión 9.7.4 como herramienta de apoyo.

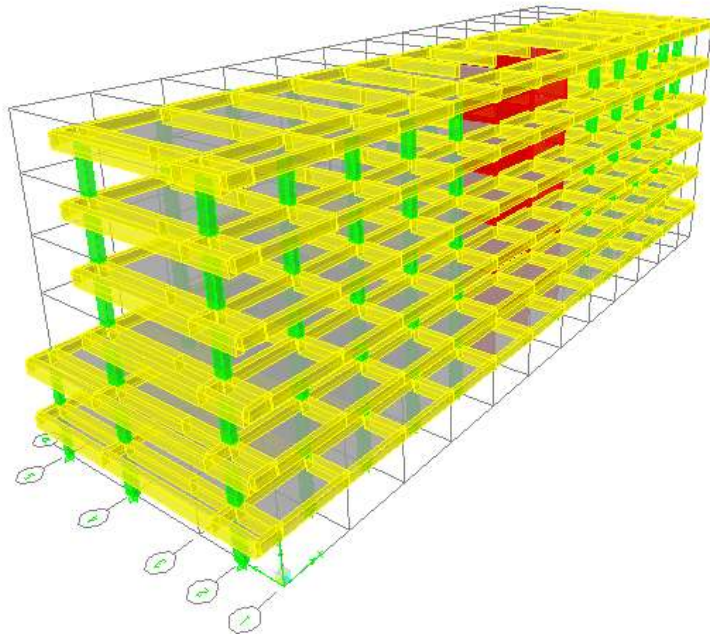


Figura N° 10: Esquema en 3D del Hospital Casimiro Ulloa

Fuente: Elaboración propia

4.2 Peso de la edificación

Como la edificación es de la categoría tipo A, ya que es una estructura esencial la cual no debería ser interrumpida inmediatamente después de que ocurra un sismo severo.

El peso se calculara adicionando a la carga permanente y a la carga total de la edificación un porcentaje de la carga viva que para edificaciones tipo A es de 50%. (Ver Tabla N° 2)

Obtendremos el peso de la edificación:

Tabla N° 2: Peso de la edificación

NIVEL	DESCRIPCIÓN	ÁREA (m ²)	PESO ± m ²	%	PESO PARCIAL (Ton)	PESO (Ton)
PRIMER PISO	VIGAS				176.48	695.34
	LOSAS				212.44	
	COLUMNAS				45.02	
	PLACAS				23.38	
	TABICUERIA	680.05	0.10	100%	68.01	
	ACABADOS	680.05	0.10	100%	68.01	
	S/C	680.05	0.30	50%	102.01	
SEGUNDO PISO	VIGAS				148.55	591.21
	LOSAS				176.39	
	COLUMNAS				40.39	
	PLACAS				23.38	
	TABICUERIA	578.56	0.10	100%	57.86	
	ACABADOS	578.56	0.10	100%	57.86	
	S/C	578.56	0.30	50%	86.78	
TECER PISO	VIGAS				122.93	475.67
	LOSAS				137.75	
	COLUMNAS				33.64	
	PLACAS				23.38	
	TABICUERIA	451.36	0.10	100%	45.14	
	ACABADOS	451.36	0.10	100%	45.14	
	S/C	451.36	0.30	50%	67.70	
CUARTO PISO	VIGAS				122.93	475.67
	LOSAS				137.75	
	COLUMNAS				33.64	
	PLACAS				23.38	
	TABICUERIA	451.36	0.10	100%	45.14	
	ACABADOS	451.36	0.10	100%	45.14	
	S/C	451.36	0.30	50%	67.70	
QUINTO PISO	VIGAS				122.93	475.67
	LOSAS				137.75	
	COLUMNAS				33.64	
	PLACAS				23.38	
	TABICUERIA	451.36	0.10	100%	45.14	
	ACABADOS	451.36	0.10	100%	45.14	
	S/C	451.36	0.30	50%	67.70	
SEXTO PISO	VIGAS				122.93	430.54
	LOSAS				137.75	
	COLUMNAS				33.64	
	PLACAS				23.38	
	TABICUERIA	451.36	0.10	100%	45.14	
	ACABADOS	451.36	0.10	100%	45.14	
	S/C	451.36	0.20	25%	22.57	
TOTAL :						3,144.11 ton

Fuente: Elaboración propia

4.3 Parámetros Sísmicos

- **Zonificación (Z):** La norma sismorresistente E-030 nos da el valor del factor Z igual a 0.45. Esto indica que el edificio se encuentra en la ciudad de Lima, siendo la Zona 4.

$$Z = 0.45$$

- **Suelo (S):** El tipo de suelo que se encuentra debajo de la cimentación de la estructura es tipo S1, por lo tanto tenemos un suelo roca o suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte 500m/s.

$$S = 1$$

- **Factor de ampliación sísmica (C):** Este coeficiente se interpreta como el factor de ampliación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo. (Ver Tabla N° 3)

Tabla N° 3: Periodo según el perfil de suelo

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Sencico NPT-E030, (2014, pp. 12)

Como tenemos un suelo tipo 1 (S1) escogemos los valores de T_P y T_L:

$$T_P = 0.4$$

$$T_L = 2.5$$

$$h_n = 18 \text{ m}$$

El periodo fundamental de vibración será:

Por ser pórtico de concreto armado sin muros de corte

$$CT = 45$$

$$T = 18 / 45$$

$$T = 0.40 \text{ seg}$$

Por lo tanto:

$$C = 2.5$$

- **Uso (U):** Debido que es un hospital cuya función no debería ser interrumpida inmediatamente después de que ocurra un sismo severo, el factor de Uso será de 1.5 según la norma E-030.

$$U = 1.50$$

- **Coeficiente de básico de reducción de fuerzas sísmicas:**

Tenemos una estructura dual por lo tanto es: $R_o = 7$

- **Factores de irregularidad:** No se permite irregularidad por ser estructura esencial.

Irregularidad en Altura (I_a):

$$I_a = 1$$

Irregularidad en Planta (I_p):

$$I_p = 1$$

- **Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas:**

$$R = R_o * I_a * I_p = 7$$

4.4 Análisis estático del edificio

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en el centro de masa de cada nivel de la edificación y se procede a calcular el análisis de los sistemas estructurales ante las fuerzas de sismo obtenidas.

- **Cortante basal:**

$$ZUCS * F / R = 757.95 \text{ tonf}$$

El "R" a considerar en el eje X y en el eje Y será el mismo ya que tenemos la misma configuración en ambos ejes.

4.4.1 Análisis estático eje X y eje Y

Después de haber realizado el metrado de carga se calculan las cortantes basales en un análisis estático como se muestra en la Tabla N° 4.

Tabla N° 4: Cortante basal

V_x =	757.95	Ton
V_y =	757.95	Ton

NIVEL	Altura entepiso (m)	Altura total(hi) (m)	Pi (ton)	Pi hi (ton-m)	Fit	Cortante Vi (ton)
6.00	3.00	18.00	430.54	7749.65	192.54	192.54
5.00	3.00	15.00	475.67	7135.08	177.27	369.81
4.00	3.00	12.00	475.67	5708.06	141.82	511.63
3.00	3.00	9.00	475.67	4281.05	106.36	617.99
2.00	3.00	6.00	591.21	3547.27	88.13	706.13
1.00	3.00	3.00	695.34	2086.03	51.83	757.95
			3,144.11	30,507.15		

Fuente: Elaboración propia

4.4.2 Espectro respuesta

Se realizó el gráfico de la curva que está representado por la aceleración y el periodo de la estructura como se muestra en la Figura N° 11.

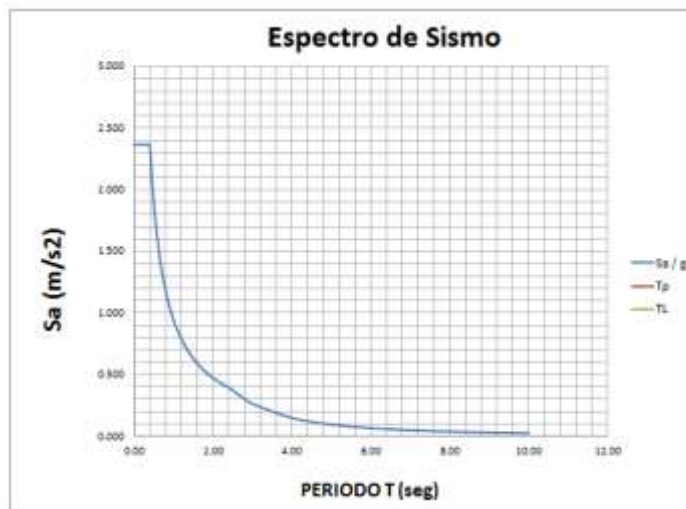


Figura N° 11: Espectro respuesta

Fuente: Elaboración propia

4.5 Análisis dinámico modal espectral del edificio

Según la norma cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

4.5.1 Modos de vibración

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura. Además, se debe tomar en cuenta por los menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis. (Ver Tabla N° 5).

Obtenemos los modos de vibración con sus respectivos periodos predominantes para cada dirección:

Tabla N° 5: Modos de vibración

Mode	Period	UX	UY
1	0.744998	0.294400	1.558000
2	0.566565	0.010500	66.997900
3	0.375760	71.890100	0.000000
4	0.252630	0.000100	0.926400
5	0.155038	0.013100	18.757000
6	0.142688	0.780600	0.297200
7	0.113416	20.809000	0.001800
8	0.094516	0.007500	0.003900
9	0.075108	0.012900	5.555200
10	0.072370	0.045900	2.053500
11	0.060679	4.370600	0.000100
12	0.058524	0.003500	0.058600
		98.238200	96.209600

Fuente: Elaboración propia

4.5.2 Fuerza cortante mínima

Obtenemos los valores del cortante estático y dinámico en la base para luego verificar con la norma E-030 el cual nos indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el

80% del valor calculado para estructuras regulares ni menor que el 90% para estructuras irregulares. (Ver Tabla N° 6).

Se puede observar en la tabla 6 que si cumple.

Tabla N° 6: Fuerza cortante mínima

Cortante estático			
Nivel	Carga	Vx	Vy
1	Sx	757.95	757.95

90%	
682.16	606.36

Cortante dinámico			
Nivel	Carga	Vx	Vy
1	Sx	748.51	746.57
		Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.5.3 Desplazamientos laterales de entrepiso

Según la norma, para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de estructuras irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

En este caso ya que la estructura es irregular emplearemos el valor de 0.85 R. (Ver Tabla N° 7)

Tabla N° 7: Desplazamiento entrepiso

Piso	Desp. real X	LÍMITES DE DISTORSIÓN ($\Delta_i / h_{ei} < 0.007$)	Desp. real Y	LÍMITES DE DISTORSIÓN ($\Delta_i / h_{ei} < 0.007$)
6	0.00046	CUMPLE	0.00726	NO CUMPLE
5	0.00062	CUMPLE	0.00851	NO CUMPLE
4	0.00073	CUMPLE	0.00925	NO CUMPLE
3	0.00083	CUMPLE	0.00944	NO CUMPLE
2	0.00105	CUMPLE	0.00790	NO CUMPLE
1	0.00059	CUMPLE	0.00367	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

4.5.4 Desplazamientos reales del edificio

Los desplazamientos reales del centro de masa para cada piso expresados en centímetros se muestran en la Tabla N° 8:

Tabla N° 8: Desplazamiento reales

Piso	hei (m)	Desp. Real X (cm)	Desp. Real Y (cm)
6	18	0.82	13.07
5	15	0.94	12.76
4	12	0.87	11.10
3	9	0.74	8.50
2	6	0.63	4.74
1	3	0.18	1.10

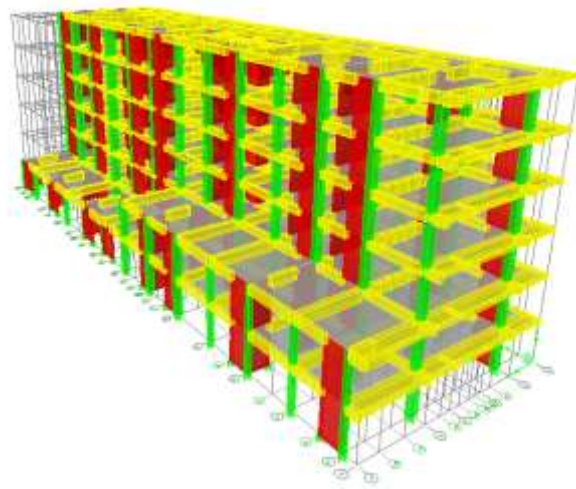
Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V: RESULTADOS

EVALUACIÓN DE ALTERNATIVA DE REFROZAMIENTO PARA EL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA

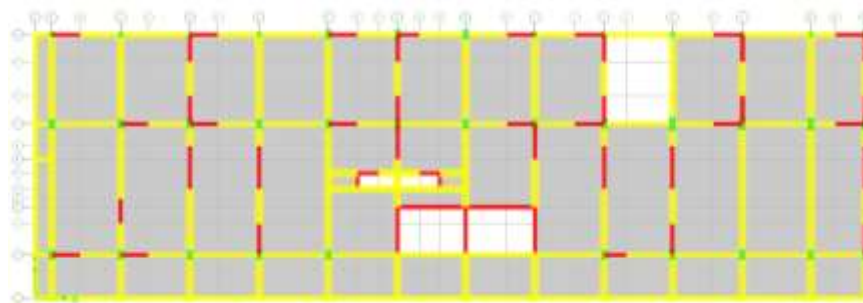
5.1 Alternativa de reforzamiento utilizando elementos nuevos de concreto

El reforzamiento del edificio consistirá en cambiar muros de albañilería por placas en los extremos. (Ver Figura N° 12 y Figura N° 13)



**Figura N° 12: Esquema en 3D del Hospital Casimiro Ulloa
“Reforzamiento”**

Fuente: Elaboración propia



**Figura N° 13: Esquema en planta del Hospital Casimiro Ulloa
“Reforzamiento”**

Fuente: Elaboración propia

5.1.1 Peso de la edificación

Se tomará las mismas consideraciones iniciales, tales como:

- Edificación de categoría tipo A
- Se adicionara 50% de la carga viva, correspondiente a edificaciones tipo A

Obtendremos el peso de la edificación como se expresa en la Tabla N° 9:

Tabla N° 9: Peso de la edificación “Reforzamiento”

NIVEL	DESCRIPCIÓN	ÁREA (m ²)	PESO x m ²	%	PESO PARCIAL (Ton)	PESO (Ton)
PRIMER PISO	VIGAS				138.91	737.65
	LOSAS				212.44	
	COLUMNAS				45.02	
	PLACAS				103.26	
	TABQUERIA	680.05	0.10	100%	68.01	
	ACABADOS	680.05	0.10	100%	68.01	
	S/C	680.05	0.30	50%	102.01	
SEGUNDO PISO	VIGAS				120.14	633.18
	LOSAS				176.39	
	COLUMNAS				40.39	
	PLACAS				93.76	
	TABQUERIA	578.56	0.10	100%	57.86	
	ACABADOS	578.56	0.10	100%	57.86	
	S/C	578.56	0.30	50%	86.78	
TECER PISO	VIGAS				101.30	492.24
	LOSAS				137.75	
	COLUMNAS				33.64	
	PLACAS				61.57	
	TABQUERIA	451.36	0.10	100%	45.14	
	ACABADOS	451.36	0.10	100%	45.14	
	S/C	451.36	0.30	50%	67.70	
CUARTO PISO	VIGAS				101.30	492.24
	LOSAS				137.75	
	COLUMNAS				33.64	
	PLACAS				61.57	
	TABQUERIA	451.36	0.10	100%	45.14	
	ACABADOS	451.36	0.10	100%	45.14	
	S/C	451.36	0.30	50%	67.70	
QUINTO PISO	VIGAS				101.30	492.24
	LOSAS				137.75	
	COLUMNAS				33.64	
	PLACAS				61.57	
	TABQUERIA	451.36	0.10	100%	45.14	
	ACABADOS	451.36	0.10	100%	45.14	
	S/C	451.36	0.30	50%	67.70	
SEXTO PISO	VIGAS				101.30	447.10
	LOSAS				137.75	
	COLUMNAS				33.64	
	PLACAS				61.57	
	TABQUERIA	451.36	0.10	100%	45.14	
	ACABADOS	451.36	0.10	100%	45.14	
	S/C	451.36	0.20	25%	22.57	
TOTAL :						3,294.64 ton

Fuente: Elaboración propia

5.1.2 Parámetros Sísmicos

- **Zonificación (Z):** La norma sismorresistente E-030 nos da el valor del factor Z igual a 0.45. Esto indica que el edificio se encuentra en la ciudad de Lima, siendo la Zona 4.

$$Z = 0.45$$

- **Suelo (S):** El tipo de suelo que se encuentra debajo de la cimentación de la estructura es tipo S1, por lo tanto tenemos un suelo roca o suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte 500m/s.

$$S = 1$$

- **Factor de ampliación sísmica (C):** Este coeficiente se interpreta como el factor de ampliación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Como tenemos un suelo tipo 1 (S1) escogemos los valores de T_P y T_L :

$$T_P = 0.4$$

$$T_L = 2.5$$

$$h_n = 18 \text{ m}$$

El periodo fundamental de vibración será:

Por ser pórtico de concreto armado sin muros de corte

$$C_T = 45$$

$$T = 18 / 45$$

$$T = 0.40 \text{ seg}$$

Por lo tanto:

$$C = 2.5$$

- **Uso (U):** Debido que es un hospital cuya función no debería ser interrumpida inmediatamente después de que ocurra un sismo severo, el factor de Uso será de 1.5 según la norma E-030.

$$U = 1.50$$

- **Coeficiente de básico de reducción de fuerzas sísmicas:**

Tenemos una estructura dual por lo tanto es: $R_o = 7$

- **Factores de irregularidad:** No se permite irregularidad por ser estructura esencial.

Irregularidad en Altura (I_a):

$$I_a = 1$$

Irregularidad en Planta (I_p):

$$I_p = 1$$

- **Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas:**

$$R = R_o * I_a * I_p = 7$$

5.1.3 Análisis estático del edificio

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en el centro de masa de cada nivel de la edificación y se procede a calcular el análisis de los sistemas estructurales ante las fuerzas de sismo obtenidas.

- **Cortante basal:**

$$ZUCS * F / R = 794.24 \text{ tonf}$$

El "R" a considerar en el eje X y en el eje Y será el mismo ya que tenemos la misma configuración en ambos ejes.

5.1.4 Análisis estático eje X y eje Y

Después de haber realizado el metrado de carga con la nueva distribución agregando placas, se calculan las cortantes basales en un análisis estático como se muestra en la Tabla N° 10.

Tabla N° 10: Cortante basal “Reforzamiento”

$V_x =$	794.24	Ton
$V_y =$	794.24	Ton

NIVEL	Altura entrepiso (m)	Altura total(hi) (m)	Pi (ton)	Pi hi (ton-m)	Fit	Cortante Vi (ton)
6.00	3.00	18.00	447.10	8047.83	201.13	201.13
5.00	3.00	15.00	492.24	7383.56	184.53	385.66
4.00	3.00	12.00	492.24	5906.85	147.62	533.28
3.00	3.00	9.00	492.24	4430.13	110.72	643.99
2.00	3.00	6.00	633.18	3799.07	94.94	738.94
1.00	3.00	3.00	737.65	2212.94	55.30	794.24
			3,294.64	31,780.38		

Fuente: Elaboración propia

5.1.5 Espectro respuesta

Se realizó el gráfico de la curva que está representado por la aceleración y el periodo de la estructura como se muestra en la Figura N° 14.

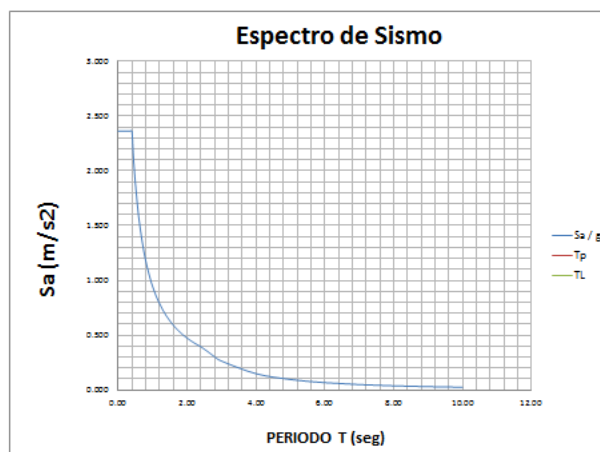


Figura N° 14: Espectro respuesta “Reforzamiento”

Fuente: Elaboración propia

5.1.6 Análisis dinámico modal espectral del edificio

Según la norma cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

5.1.7 Modos de vibración

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura. Además, se debe tomar en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis.

Obtenemos los modos de vibración con sus respectivos periodos predominantes para cada dirección como se muestra en la Tabla N° 11:

Tabla N° 11: Modos de vibración “Reforzamiento”

Mode	Period	UX	UY
1	0.316163	24.853200	14.231600
2	0.290147	39.649600	23.838700
3	0.250481	5.275500	28.807300
4	0.097621	2.315600	7.347200
5	0.087348	15.700600	3.493500
6	0.072868	1.019700	9.528000
7	0.051136	0.577700	1.700900
8	0.046090	5.180800	0.796800
9	0.037435	0.200200	4.850000
10	0.032555	0.978800	0.154400
11	0.029637	2.128900	0.524700
12	0.024865	0.037100	2.032000
		97.917700	97.305100

Fuente: Elaboración propia

5.1.8 Fuerza cortante mínima

Obtenemos los valores del cortante estático y dinámico en la base para luego verificar con la norma E-030 el cual nos indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el

80% del valor calculado para estructuras regulares ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Se puede observar en la Tabla N° 12 que si cumple.

Tabla N° 12: Fuerza cortante mínima “Reforzamiento”

Cortante estático			
Nivel	Carga	Vx	Vy
1	Sx	794.24	794.24

90%	
714.82	635.39

Cortante dinámico			
Nivel	Carga	Vx	Vy
1	Sx	803.40	807.78
		Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia

5.1.9 Desplazamientos laterales de entrepiso

Según la norma, para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de estructuras irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

En este caso ya que la estructura es irregular emplearemos el valor de 0.85 R. (Ver Tabla N° 13)

Tabla N° 13: Desplazamiento entrepiso “Reforzamiento”

Piso	Desp. real X	LÍMITES DE DISTORSIÓN ($\Delta_i / h_{ei} < 0.007$)	Desp. real Y	LÍMITES DE DISTORSIÓN ($\Delta_i / h_{ei} < 0.007$)
6	0.00094	CUMPLE	0.00312	CUMPLE
5	0.00112	CUMPLE	0.00372	CUMPLE
4	0.00123	CUMPLE	0.00403	CUMPLE
3	0.00120	CUMPLE	0.00373	CUMPLE
2	0.00115	CUMPLE	0.00246	CUMPLE
1	0.00053	CUMPLE	0.00129	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 13 se puede observar que cumple con los límites de distorsión que indica la norma E-030.

5.1.10 Desplazamientos reales del edificio

Los desplazamientos reales del centro de masa para cada piso expresados en centímetros son como se muestra en la Tabla N° 14:

Tabla N° 14: Desplazamiento reales “Reforzamiento”

Piso	hei (m)	Desp. Real X (cm)	Desp. Real Y (cm)
6	18	1.69	5.61
5	15	1.69	5.59
4	12	1.48	4.84
3	9	1.08	3.36
2	6	0.69	1.48
1	3	0.16	0.39

Fuente: Elaboración propia

REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA

5.2 Diseño de muros de corte

Ventajas de usar muros de corte

- Debido a su gran rigidez lateral y resistencia, los muros de corte otorgan la parte más significativa de la capacidad sísmica de la edificación por lo que es una gran alternativa para reforzamiento de estructuras.
- Buen comportamiento dúctil ya que así actúa como disipador de energía.
- Reduce los efectos de torsión en el edificio.
- Los muros de corte absorben efectos de cargas laterales.
- Al usar muros de corte en el Hospital Casimiro Ulloa ya que es una estructura de pórticos, el muro tomara gran parte del cortante en los primeros pisos y el pórtico lo tomara en los pisos superiores. (Ver Figura N° 15)

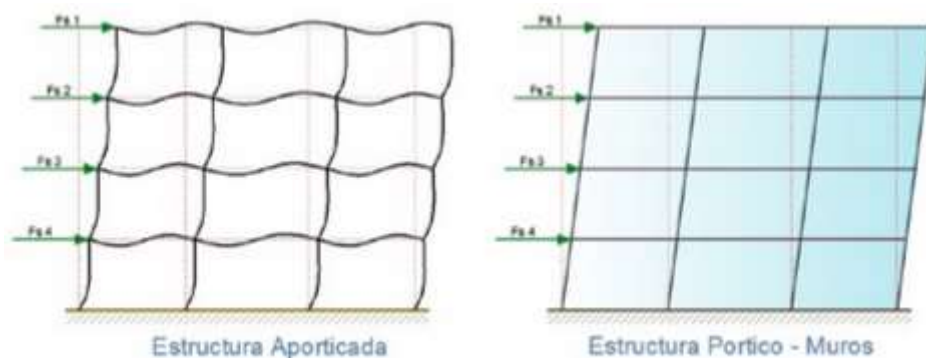


Figura N° 15 Diferencias entre aporricado y pórticos-muro

Fuente: www.cgsestados.df.gob.mx/prontuario/vigente

- Al mezclar un sistema estructural aporricado con un sistema de muros de corte ayudará a la estructura a no sufrir grandes deformaciones que podrían exceder su resistencia a la cual fue diseñada.

Desventajas de usar muros de corte.

- Los muros de corte pueden fallar de diversas maneras, falla por flexión, falla por tracción diagonal, falla por corte-deslizamiento, falla deslizamiento en la base.
- Al agregar un muro de corte aplicamos mayor peso a la estructura por lo que cambia el comportamiento estructural, para lo cual se tienen que tomar medidas adicionales como ampliar zapatas.
- La eficiencia de los muros de corte para restringir las deformaciones laterales disminuye con la altura.

Consideraciones para agregar al edificio muros de corte

- La resistencia del concreto a usar no debe ser menor que de la estructura existente.
- Consultar planos arquitectura.
- Consultar planos de estructuras.
- Apuntalar todas las losas y vigas que descansan en la zona a intervenir.
- Picar viga que será remplazada por muro de corte.
- Habilitar material a usar para el encofrado con su respectivo desmoldante.
- Hacer un encofrado especial alrededor de la zona a intervenir.
- Colocar refuerzos de acero corrugado como dicta el plano de estructuras.
- Usar sikadur31 para anclar refuerzos de acero de la losa, vigas y columnas hacia el nuevo muro de corte. (Seguir recomendaciones de uso del producto).
- Para anclar tomar en cuenta, se usa un taladro de roto percusión con broca del diámetro de la barra más 1/8" y la aplicación de epóxico recomendado. Si al momento de hacer lo agujeros se encuentra una barra de refuerzo que impide continuar a la profundidad especificada, se deberá realizar una nueva perforación.

- Fijar firmemente instalaciones sanitarias, eléctricas o telefónicas si es el caso.
- Verificar dimensiones, niveles y bordes del muro de corte.
- Usar sikadur32 para pegar concreto nuevo con concreto viejo. (Seguir recomendaciones de uso del producto).
- Vaciar el concreto en una sola etapa.
- Vibrar el concreto.
- Curar el concreto debidamente.
- Desencofrar losas a los 21 días.
- Realizar reparaciones y resanes.
- Verificar niveles, alineamientos y plomos para aceptación.

5.2.1 Diseño de Placa

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{125.7}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 1.65}$$

$$A_s = 22.39 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: 8 \emptyset 3/4"

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $\rho_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $\rho_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro: (Ver figura N° 17)

- **Cuantía horizontal (pv)**

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 5.00 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 3/8" $S_v = 17.50 \text{ cm}$

Número de varillas en vertical: $\# \text{ Var vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{1.2 \text{ m}}{0.2 \text{ m}}$

$$\# \text{ Var vert.} = 7 \text{ var.}$$

✓ **DISEÑO POR CORTANTE**

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- **Resistencia al cortante del concreto (Vc):**

$$\frac{h_m \times \# \text{pisos}}{L_m} = \frac{3 \times 3}{1.65} = 5.45$$

Si:

$$\frac{h_m \times \# \text{pisos}}{L_m} \geq 2.00, \quad \alpha_c =$$

0.17 **ok!**

$$\frac{h_m \times \# \text{pisos}}{L_m} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{h_m \times \# \text{pisos}}{L_m} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\alpha c \geq 2.00, \quad Vc = 0.53 (\sqrt{f'c}) Acw \\ = 0.53x 14.49x 2.64$$

$$\alpha c \leq 1.50, \quad Vc = 0.80 (\sqrt{f'c}) Acw \\ = 0.80x 14.49x 2.64$$

$\alpha c \in (1.50 - 2.00)$,

$$Vc = Acw(\alpha c \sqrt{f'c}) = 14.49x 2.64x Lineal$$

Para: $\alpha c = 0.17$

$$Vc = 0.53 (\sqrt{f'c}) Acw$$

Entonces:

$$Vc = 0.53 x 14.49 x 2.64 = 20.28 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = .85 x 20.28 = 17.23 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $Vu = Vua x (Mn/Mua)$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$Vua = 72.50 \text{ ton}$$

$$Mua = 125.70 \text{ ton} - m$$

$$Pua = 121.10 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 126.36 \text{ ton} - m$$

$$Mn = \frac{126.36}{0.90} = 140.40 \quad \text{ton} - \text{m}$$

Entonces,

$$Vu = \frac{Vua \times Mn}{Mua}$$

$$Vu = \frac{73 \times 140}{125.7}$$

$$Vu = 80.98 \quad \text{ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$Vn = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times Acw$$

$$Vn = 2.62 \times 14 \times 2.30 = 87.33 \quad \text{ton}$$

Entonces, $Vn > Vu = 87.33 > 80.98$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$Vs = \frac{(Vu - \phi Vc)}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$Vs = \frac{80.98 - 17.23}{0.85} = 74.99 \quad \text{ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$Vs = Acw \times ph \times fy$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{Vs}{Acw \times fy}$$

$$ph = \frac{74.99}{20 \times 115 \times 4.2} = \mathbf{0.00776}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 17.50 \text{ cm}$$

Usando: **3/8" en 2 capas**

$$ph = \frac{Av}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 0.71}{17.50 \times 20.00} = 0.00407$$

Si, $ph < 0.0025$ $0.0041 >$
 0.0025 **cumple!**

Entonces, **$Sh = 17.50 \text{ cm}$**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.175 \text{ m}}$$

$$\#Var \text{ horiz.} = \mathbf{17 \text{ var.}}$$

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\phi Vn = \phi \times 0.6 \times \lambda \times (Nu + Av \times fy)$$

$$\mu = 0.6 \lambda, \quad \lambda = 1 \text{ (Concreto de peso normal)}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (121.1 + 7 \times 2 \times 0.71 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = 83.13 \text{ ton}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$83.13 > 80.98 \quad \text{Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos**
(Estribos):

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{121.1}{0.20 \times 1.7} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 125.7}{0.2 \times 2.72}$$

$$q (+) = 175.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -101.82 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'_c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $175.21 > 42.00$ * Requiere
confinamiento (estribos) para el
esfuerzo longitudinal en los bordes

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **8 ϕ 3/4"**

Por lo tanto: Necesitaran estribos de: **3/8"**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

c) 250mm

En nuestro caso: 3/4"

a) **19.05 cm**

b) 20.00 cm

c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:
19.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 3/8" @ 19.00 cm

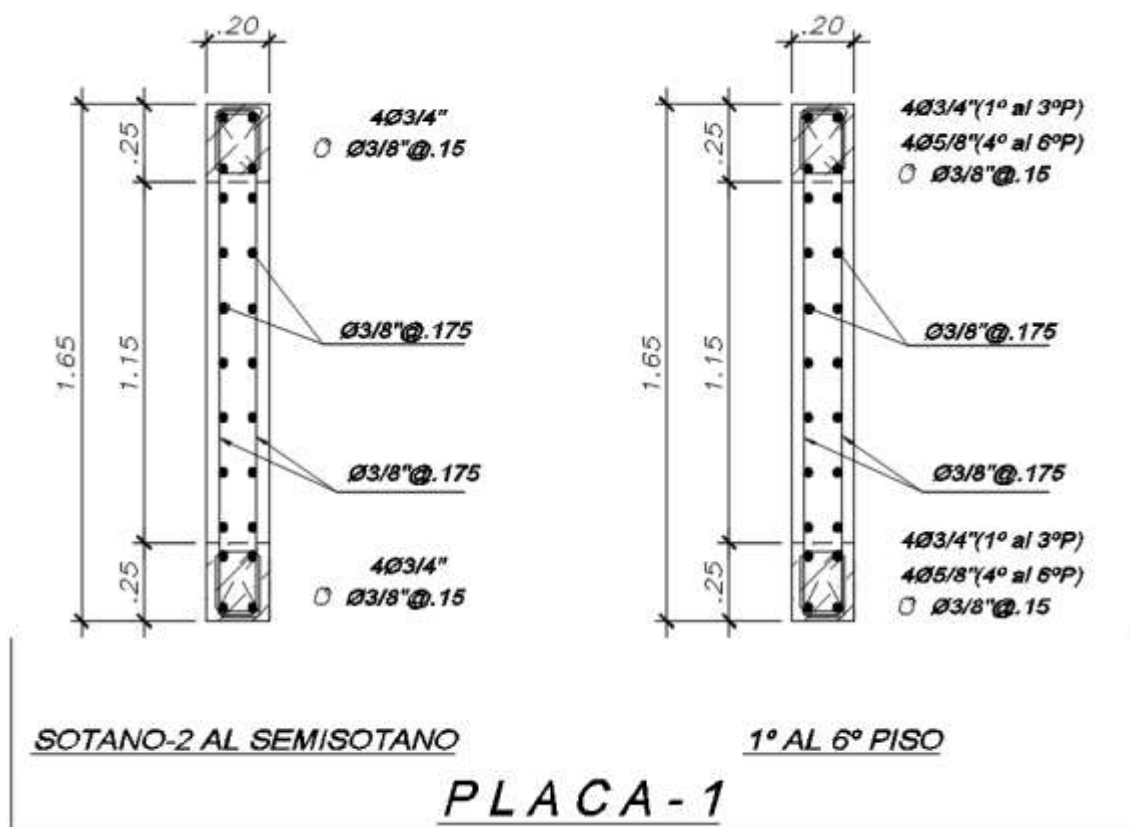


Figura N° 16: Detalle de Placa - 1 "Reforzamiento"

Fuente: Elaboración propia

5.2.2 Diseño de Zapata

Dimensionamiento de zapata – 1

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que seré quiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación. (Ver figura N° 17)

*Esfuerzo reducido

$$\sigma_{red} = 0.9 \times \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{red} = 0.9 \times 35.30 = \mathbf{31.77 \text{ ton/m}^2}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

*Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{50.50 + 16.30}{31.77}$$

$$Azap = 2.20 \text{ m}^2$$

*Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\mathbf{B = 1.50 \text{ m}}$$

$$\mathbf{L = 2.95 \text{ m}}$$

$$Azap = B \times L = 1.50 \times 2.95 = \mathbf{4.43 \text{ m}^2}$$

*Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap + P}{Azap} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.05 \times \frac{50.50 + 16,30 + 98.70}{4.43} + \frac{6 \times 12.1}{1.5 \times 8.70}$$

$$\sigma_{max} = 44.83 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 33.71 \text{ ton/m}^2$$

* Como se está considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\sigma_{adm} = 1.30 \times \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{adm} = 1.30 \times 35.30 = 45.89 \text{ ton/m}^2$$

Debe cumplir que:

$$\sigma_{adm} > \sigma_{adm}$$

$$45.89 > 44.83 \text{ **Cumple!**}$$

$$*\sigma_{adm} > 0$$

$$33.71 > 0 \text{ **Cumple!**}$$

* El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la zapata.

Considerando:

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$A_{zap} = B \times L = 1.50 \times 3.00 = 4.50 \text{ m}^2$$

*Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) x \frac{Ps + Pzap + P}{Azap} + \frac{6 x M}{B x L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10) x \frac{50.50 + 16.30 + 98.70}{4.50} + \frac{6 x 12.10}{1.50 x 9.00}$$

$$\sigma_{max} = 45.83 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 35.08 \text{ ton/m}^2$$

Entonces usar zapatas de:

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

Determinación de la altura de la zapata - 1 y su refuerzo

*Para ello se emplean cargas últimas

Combinación 1: 1.4 Cm + 1.7 Cv

Combinación 2: 1.25 (Cm + Cv) ± Csismo

*Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 x Ps x 1.7 x Pzap)}{Azap}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 x 50.5 x 1.7 x 16.3)}{4.50} = 24.15 \text{ ton/m}^2$$

*Considerando la combinación 2

$$\sigma_u = \frac{(1.25 x (Ps x Pzap) + P)}{Azap} + \frac{6 x M}{B x L^2}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.25 x (50.5 x 16.3) + 98.7)}{4.50} + \frac{6 x 12.1}{1.5 x 9.00}$$

$$\sigma_{u1} = 45.87 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma u_2 = 35.11 \text{ ton/m}^2$$

▪ **Por punzonamiento**

Suponiendo un peralte de “d”, la sección crítica a una distancia de d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$d/2 = 25 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times \left(\frac{d}{2} + b_c\right) + 2.00 \times \left(\frac{d}{2} + h_c\right)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 1.65) + 2.00 \times (0.50 + 0.20)$$

$$b_o = 5.70 \text{ m}$$

*Cortante de diseño por punzonamiento:

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas q_{u1} , q_{u2}

Por semejanza:

*Para hallar “ q_{u2} ”

$$\frac{(q_{u2} - \sigma u_2)}{\frac{(L_{zap} - b_c - d)}{2}} = \frac{(\sigma u_1 - \sigma u_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(q_{u2} - 35.11)}{\frac{(3.00 - 1.65 - 0.50)}{2}} = \frac{(45.87 - 35.11)}{3.00}$$

$$q_{u2} = 36.63 \text{ ton/m}^2$$

*Para hallar "qu1"

$$\frac{(\sigma u1 - qu1)}{\frac{(Lzap - bc - d)}{2}} = \frac{(\sigma u1 - \sigma u2)}{Lzap}$$

$$\frac{(45.87 - qu1)}{\frac{(3.00 - 1.65 - 0.50)}{2}} = \frac{(45.87 - 35.11)}{3.00}$$

$$\mathbf{qu2 = 44.34 \text{ ton/m2}}$$

*Hallar los valores "Vt", "Vi" y "Vii" :

$$Vt = \frac{\sigma u1 + \sigma u2}{2} \times Azap$$

$$Vt = \frac{45.87 + 35.11}{2} \times 4.50$$

$$\mathbf{Vt = 182.20 \text{ ton}}$$

$$Vii = \frac{qu1 + qu2}{2} \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$Vii = \frac{44.34 + 36.63}{2} \times (0.50 + 0.20) \times (0.50 + 1.65)$$

$$\mathbf{Vii = 60.94 \text{ ton}}$$

$$Vu = Vi = Vt - Vii$$

$$Vu = 182.20 - 60.94$$

$$\mathbf{Vu = 121.26 \text{ ton}}$$

*Se debe cumplir $Vu < \phi Vc$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = 0.53 \times \frac{1.1}{\beta_c} \sqrt{f'_c \times b_o \times d}$$

Para:

$$\beta_c = \frac{b_c}{h_c} = \frac{1.65}{0.20}$$

$$\beta_c = 8.25$$

$$V_c = 0.53 \times \frac{1.1}{8.25} \sqrt{210 \times 570 \times 50}$$

$$V_c = 273.96 \text{ ton}$$

Verificando el límite máximo para V_c

$$V_c = 1.10 \sqrt{f'_c \times b_o \times d}$$

$$V_c = 1.10 \sqrt{210 \times 570 \times 50}$$

$$V_c = 454.30 \text{ ton}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$V_c = 273.96 \text{ ton}$$

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 273.96$$

$$\phi V_c = 232.87 \text{ ton}$$

Verificando:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$121.26 \leq 232.87 \text{ Cumple!}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $d = 0.50 \text{ m}$, $h = 0.60 \text{ m}$

- **Por cortante**

Con el peralte “d”, la sección crítica se encuentra a una distancia “d”.

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

*Cortante de diseño:

$$Vu = Vi \text{ o } Vu = Vii$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que qu_1 y qu_2 .

Por semejanza:

*Para hallar “ qu_2 ”

$$\frac{(qu_2 - \sigma u_2)}{\frac{(Lzap - bc - 2d)}{2}} = \frac{(\sigma u_1 - \sigma u_2)}{Lzap}$$

$$\frac{(qu_2 - 35.11)}{\frac{(3.00 - 1.65 - 1)}{2}} = \frac{(45.87 - 35.11)}{3.00}$$

$$qu_2 = 35.74 \text{ ton/m}^2$$

*Para hallar “ qu_1 ”

$$\frac{(\sigma u_1 - qu_1)}{\frac{(Lzap - bc - 2d)}{2}} = \frac{(\sigma u_1 - \sigma u_2)}{Lzap}$$

$$\frac{(45.87 - qu1)}{\frac{(3.00 - 1.65 - 1)}{2}} = \frac{(45.87 - 35.11)}{3.00}$$

$$qu2 = 47.30 \text{ ton/m}^2$$

*Hallar los valores "Vi" y "Vii" :

$$Vi = \frac{\sigma u1 + \sigma u2}{2} \times \frac{(Lzap - bc - 2d)}{2} \times Bzap$$

$$Vi = \frac{45.87 + 47.30}{2} \times \frac{(3.00 - 1.65 - 1)}{2} \times 1.50$$

$$Vu = 12.23 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$Vii = \frac{\sigma u1 + \sigma u2}{2} \times \frac{(Bzap - hc - 2d)}{2} \times Lzap$$

$$Vi = \frac{45.87 + 35.11}{2} \times \frac{(1.50 - 0.20 - 1)}{2} \times 3$$

$$Vu = 18.22 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

*Se tiene que cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c \times b \times d}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{210 \times 150 \times 50}$$

$$Vc = 57.60 \text{ ton}$$

Como:

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$12.23 \leq 48.96 \text{ Cumple!}$$

Dirección transversal

Corte resistente

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{210 \times 300 \times 50}$$

$$V_c = 115.21 \text{ ton}$$

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 115.21$$

$$\phi V_c = 97.93 \text{ ton}$$

Como:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$18.22 \leq 97.93 \text{ Cumple!}$$

Finalmente con peralte **d = 50 cm** se ha verificado corte y punzonamiento por lo tanto la altura de la zapata es **h = 60 cm**

Por lo tanto:

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

- Por flexión

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario

precisamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es qu_1 y qu_2 .

*Por semejanza:

Para hallar " qu_2 "

$$\frac{(qu_1 - \sigma u_2)}{\frac{(Lzap - bc)}{2}} = \frac{(\sigma u_1 - \sigma u_2)}{Lzap}$$

$$\frac{(qu_1 - 35.11)}{\frac{(3.00 - 1.65)}{2}} = \frac{(45.87 - 35.11)}{3.00}$$

$$**qu_2 = 43.45 ton/m^2**$$

$$**Mu = 15.40 ton - m**$$

Determinación del refuerzo

Para $b = B$ 1.50 m y $d = 0.50$ m, $Mu = 15.40$ ton-m $f'c = 210$ kg/cm² $f'y = 4200$ kg/cm²

Calculando " As "

$$Mu = \phi As fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As fy}{0.85 f'c b}$$

Despejando y resolviendo:

$$**As = 8.20 cm^2**$$

Refuerzo a colocar:

Usando ϕ 1/2" se requieren:

$$\frac{A_s}{A_{var}} = \frac{8.20}{1.27} = \mathbf{8 \text{ varillas}}$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{B_{zap}}{\#var} = \frac{1.50}{8} = 0.18 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$M_u = \frac{(\sigma_{u1} + \sigma_{u2})}{2} \times L_{zap} \times \frac{(B_{zap} - hc)}{2} \times \frac{(B_{zap} - hc)}{4}$$

$$\mathbf{M_u = 25.66 \text{ ton}}$$

Determinación del refuerzo

Para $b = L$: 3.00 m y $d = 0.50$ m, $M_u = 25.66$ ton-m,
 $f'_c = 210$ kg/cm², $f_y = 4200$ kg/cm²

Calculando "As"

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

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

Despejando y resolviendo:

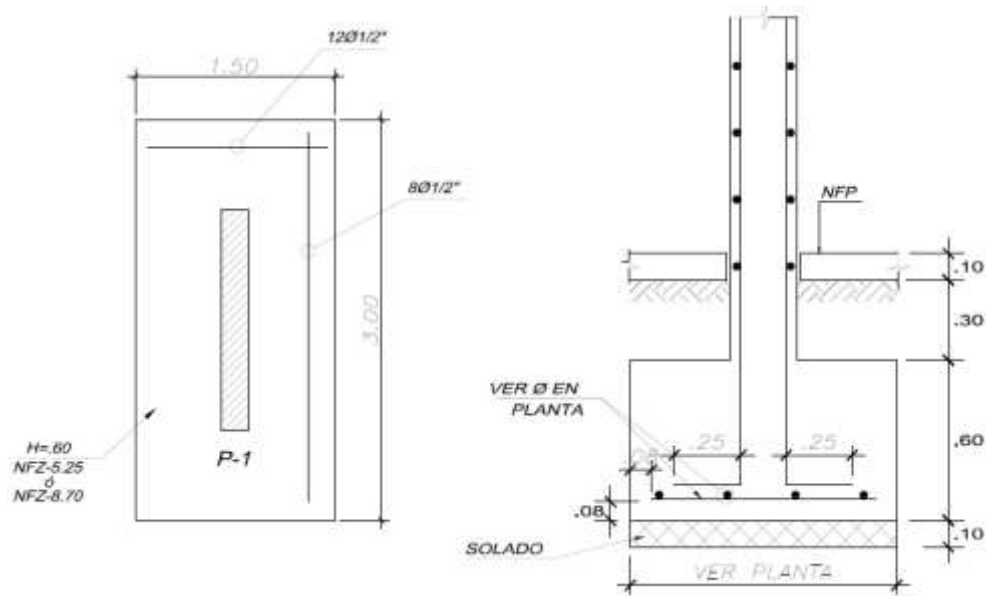
$$\mathbf{A_s = 13.72 \text{ cm}^2}$$

Usando ϕ 1/2" se requieren:

$$\frac{A_s}{A_{var}} = \frac{8.20}{1.27} = \mathbf{12 \text{ varillas}}$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{L_{zap}}{\#var} = \frac{3.00}{12} = 0.25 \text{ m}$$



**Figura N° 17 Detalle de anclaje de plaza zapata
“Reforzamiento”**

Fuente: Elaboración propia

5.3 Contrastación de hipótesis

- **Hipótesis específicas**

- La evaluación de la vulnerabilidad, empleando la Norma E.030-2014, determina la necesidad de un reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa.
 - Esta hipótesis si es aceptada ya que los datos empleados nos ayudaron a determinar la necesidad de reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa.
- El reforzamiento de la estructura mediante el uso de elementos nuevos de concreto mejora el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa.
 - Esta hipótesis si es aceptada ya que los nuevos elementos de concreto si mejoran el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa y esto se comprobó con los planos plasmados en los programas de apoyo dando resultados favorables.

- **Hipótesis general:** La evaluación de la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural mejora el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014.
 - En conclusión la hipótesis general es aceptada ya que las dos hipótesis específicas son válidas.

5.4 Discusión

El objetivo de esta investigación fue: Evaluar la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural que mejore el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014.

Se logró cumplir con el objetivo principal de esta tesis ya que se evaluó la vulnerabilidad sísmica y se realizó un diseño de reforzamiento estructural para que cumpla con las restricciones de la Norma E.030-2014

- **Validez interna**

En el trabajo de campo se tuvo limitaciones con la toma de datos y compatibilización de planos ya que no se permitió el ingreso a varios ambientes ya que eran solo para personal autorizado, por lo que las zonas donde no se permitió el ingreso se dibujaron como un piso contiguo.

Se analizó el bloque más antiguo y más grande del hospital.

El programa utilizado como apoyo para la modelación digital está debidamente validado como se explicó anteriormente el capítulo de Metodología.

Se tuvo limitaciones en cuanto tiempo ya que se tenía que cumplir con un cronograma establecido por la universidad.

- **Validez externa**

Esta investigación NO se puede generalizar ya que cada hospital es distinto, tiene diferentes características físicas, pero el método SI es válido para ser aplicado en muchos hospitales de la época ya que tienen la misma necesidad que el Casimiro Ulloa.

- **Comparación con la bibliografía**

Esta investigación si tiene resultados similares a las expuestas en tesis usadas como bibliografía ya que exponemos casos de edificaciones con necesidad de reforzamiento para que ante alguna eventualidad la edificación pueda soportar y tener un buen comportamiento sísmico y a su vez cumplir la norma.

CONCLUSIONES

1. Se evaluó la estructura del Hospital Casimiro Ulloa llegando a la conclusión que no cumple con los desplazamientos laterales máximos que exige la norma E.030-2014, por lo que la estructura tiene que ser reforzada.
2. Al evaluar las alternativas de reforzamiento se llegó a la conclusión que se usará muros de corte como método de reforzamiento. Ya que es la mejor opción porque se adapta a la estructura y es mucho más accesible en el mercado peruano.
3. Al aplicar el reforzamiento usando los muros de corte mejora el comportamiento sismorresistente en la estructura del Hospital Casimiro Ulloa.
4. Uno de los propósitos más importantes de esta tesis es demostrar que el hospital Casimiro Ulloa no está preparado para un sismo severo al igual que muchos Hospitales construidos hace más de 50 años los cuales fueron diseñados y construidos considerando técnicas de la época que se demuestra no funcionarían en la actualidad.
5. En el mundo actual, existen diversos métodos de reforzamiento no convencionales los cuales no son muy difundidos en Perú como los sistemas aisladores de base, los disipadores de energía o los osciladores remanentes. No obstante, en esta tesis la intención fue mencionarlos para darlos a conocer entre los especialistas de diseño como una opción adicional.
6. Los muros de corte proporcionan a la estructura una mayor rigidez y a su vez disminuyen los desplazamientos laterales de la estructura logrando un mejor comportamiento ante alguna eventualidad. Es esta la razón por la cual los muros de corte son una buena opción para reducir los desplazamientos por piso.
7. En la distribución del reforzamiento por muros de corte el criterio a tomar será el siguiente, en primer lugar la seguridad del edificio ósea distribuir los muros de corte donde tiene que ir sin tomar como restricción la arquitectura del edificio.

8. El periodo de vibración de la estructura actual es de 0.7450 seg, y después de colocar los muros de corte el periodo de vibración se redujo a 0.3162 seg, por lo tanto se demuestra que al agregar muros de corte disminuye el periodo de vibración de la estructura del Hospital Casimiro Ulloa.

RECOMENDACIONES

1. Tomar en cuenta la distribución de los muros de corte es muy importante ya que modificará la rigidez, alterando la posición del centro de rigidez de la estructura provocando excentricidad con respecto al centro de masa y generando torsión en planta al momento de aplicar las fuerzas laterales, por lo tanto se tiene que distribuir los muros de corte de tal manera que no aumente la torsión en planta.
2. No rigidizar demasiado la estructura, mientras más deformable es una estructura absorbe más energía sísmica, siempre tomando en cuenta las restricciones de la norma. Si la estructura es muy rígida esta se vuelve frágil.
3. Adicionar disipadores sísmicos en los puntos más críticos para aumentar la ductilidad.
4. Una forma de disminuir el peso de la estructura sería cambiar el contrapiso por uno más delgado y delgado, y también cambiar los muros de tabiquería por drywall para disminuir el peso muerto, así el comportamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa mejorara.
5. Tomar en cuenta los resultados de esta investigación para empezar a reforzar hospitales ya que son vitales para salvar vidas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Durán y Maldonado. (2013). Metodologías para evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte y fibras de carbono. Ecuador: Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Pág. 1 – 167.

Fajardo, C. (2012). Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Eduardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería. Pág. 2 - 83.

Hernández, Y. (2009). Estudio comparativo de dos alternativas de reforzamiento estructural para el edificio maternal del liceo francés Louis Pasteur, utilizando el método de análisis lineal dinámico y un método no lineal estático (pushover). Bogotá: Universidad de la Salle. Pág. 1 – 109.

Huerta, Y. y Uribe, C. (2006). Desempeño sísmico de un tipo de edificio educativo peruano diseñado antes de 1997. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Pág. 1 – 60.

SENCICO. (2004). Normas para el diseño de edificios con muros de ductilidad limitada. Lima. Pág. 32 – 46.

SENCICO. (2006). Reglamento nacional de edificaciones. Norma técnica de edificaciones E.020 – Cargas. Lima. Pág. 15 – 16

SENCICO. (2006). Reglamento nacional de edificaciones. Norma técnica de edificaciones E.030 – Diseño sísmico. Lima. Pág. 19 – 23.

SENCICO. (2009). Reglamento nacional de edificaciones. Norma técnica de edificaciones E.060 – Concreto armado. Lima. Pág. 25 – 31.

SENCICO. (2014). Reglamento nacional de edificaciones. Norma técnica de edificaciones E.030 – Diseño sísmico. Lima. Pág. 19 – 23.

Stuardo, K. (2008). Metodología de evaluación estructural de elementos de hormigón armado existentes. Chile: Universidad Católica de La Santísima Concepción. Pág. 1 – 213.

Torrealva, D. (2009). Sistema de refuerzo estructural en monumentos históricos de la región Cusco. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Pág. 1 – 213.

Villegas, C. (2010). Diseño de un edificio de seis pisos con muros de concreto armado. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Pág. 165 – 176.

Vega, C. (2010). Evaluación y reforzamiento de dos edificios contiguos construidos en la década del 60 en el centro de Lima. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Pág. 1 – 123.

Zelaya, V. (2007). Estudio sobre diseño sísmico en construcciones de adobe y su incidencia en la reducción de desastres. Lima: Universidad Nacional Federico Villarreal. Pág. 1 – 165.

REFERENCIAS ELECTRÓNICAS

<http://www.mabieperu.com/>

<http://www.cgservicios.df.gob.mx/prontuario/vigente>

<http://www.civilgeeks.com/>

<http://www.mabieperu.com/publicaciones/publicacion02>

<http://www.indisa.com/indisaonline>

ANEXOS

ANEXO I: MATRIZ CONSISTENCIA

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL QUE MEJORA EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DEL HOSPITAL CASIMIRO ULLOA EMPLEANDO LA NORMA E.030-2014

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES				
			VARIABLES	INDICADORES	INDICES	Instrumentos	Metodología
<p>Problema Principal</p> <ul style="list-style-type: none"> ¿Cómo una evaluación de la vulnerabilidad sísmica y el diseño del reforzamiento estructural mejora el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014? 	<p>Objetivo General</p> <ul style="list-style-type: none"> Evaluar la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural que mejore el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014. 	<p>Hipótesis General</p> <ul style="list-style-type: none"> El diseño y la implementación del reforzamiento estructural con elementos nuevos de concreto mejoran el comportamiento sismorresistente del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014. 	<p>Variable Independiente: Evaluación de vulnerabilidad sísmica</p>	<p>Vulnerabilidad sísmica</p>	<p>Antecedentes de la edificación</p> <ul style="list-style-type: none"> - Acelerogramas - Tipo de materiales - Tipo de suelo - Año de construcción - Daño estructural (Fallas o agrietamientos) 	<ul style="list-style-type: none"> - Recopilación de planos y especificaciones técnicas. 	<p>Tipo de la Investigación:</p> <p>Cuantitativa, ya que se trata de cuantificar en valores contables, medibles y porcentajes la medición de las variables.</p> <p>Explicativa, ya que el estudio en campo busca hallar si existe relación entre la vulnerabilidad sísmica de la edificación y un planteamiento de reforzamiento estructural para la mejora de un desempeño sismorresistente.</p>
<p>Problemas Secundarios</p> <ul style="list-style-type: none"> ¿De qué manera la evaluación de la vulnerabilidad sísmica determina la necesidad de un reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014? ¿Cómo influye el desarrollo de alternativas de reforzamiento estructural mediante el uso de elementos nuevos de concreto, elementos nuevos de acero y elementos con fibras de carbono para la mejora ¿Cuáles son las ventajas y desventajas de una u otra alternativa de reforzamiento a fin de recomendar una mejor solución? 	<p>Objetivos Secundarios</p> <ul style="list-style-type: none"> Evaluar la vulnerabilidad sísmica para determinar la necesidad de un reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa empleando la Norma E.030-2014. Desarrollar alternativas de reforzamiento estructural mediante el uso de elementos nuevos de concreto, elementos nuevos de acero y elementos con fibras de carbono para la Analizar y comparar las ventajas y desventajas de una u otra alternativa de reforzamiento a fin de recomendar una mejor solución. 	<p>Hipótesis Secundaria</p> <ul style="list-style-type: none"> La evaluación de la vulnerabilidad, empleando la Norma E.030-2014, sísmica determina la necesidad de un reforzamiento estructural del Hospital Casimiro Ulloa. El desarrollo de alternativas de reforzamiento estructural mediante el uso de elementos nuevos de concreto, elementos nuevos de acero y elementos con fibras de carbono mejora El análisis y la comparación de las ventajas y desventajas de una u otra alternativa de reforzamiento a fin permite escoger una mejor solución. 			<p>Variable dependiente: Diseño de reforzamiento estructural</p>	<p>Diseño sismorresistente</p>	
				<p>Elementos nuevos de concreto, acero y fibra de carbono</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Diseño de columnas por flexión - Diseño de columnas por capacidad cortante - Cálculo de cuantías mínimas y máximas - Verificación por fisuramiento - Medición de límites de refuerzo - Desplazamientos laterales de entrepiso - Desplazamientos espaciales de la edificación 		

ANEXO II: DISEÑO DE MUROS DE CORTE

DISEÑO DE PLACA - 2

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{167.1}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 1.60}$$

$$A_s = 30.70 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: 8 \emptyset 1"

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $\rho_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $\rho_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro:

- Cuantía horizontal (ρ_v)

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 7.50 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 5/8"

$$S_v = 15.00 \text{ cm}$$

$$\text{Número de varillas en vertical: } \# \text{ Var vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{1.1 \text{ m}}{0.15 \text{ m}}$$

Var vert. = 7 var.

✓ **DISEÑO POR CORTANTE**

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- **Resistencia al cortante del concreto (Vc):**

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} = \frac{3 \times 3}{1.60} = 5.63$$

Si:

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \geq 2.00, \quad \alpha_c = 0.17 \quad \mathbf{ok!}$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\begin{aligned} \alpha_c \geq 2.00, \quad V_c &= 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_{cw} \\ &= 0.53 \times 14.49 \times 3.84 \end{aligned}$$

$$\alpha c \leq 1.50, \quad Vc = 0.80 (\sqrt{f'c}) Acw \\ = 0.80 \times 14.49 \times 3.84$$

$$\alpha c \in (1.50 - 2.00),$$

$$Vc = Acw(\alpha c \sqrt{f'c}) = 14.49 \times 3.84 \times \text{Lineal}$$

Para: $\alpha c = 0.17$

$$Vc = 0.53 (\sqrt{f'c}) Acw$$

Entonces:

$$Vc = 0.53 \times 14.49 \times 3.84 = 29.49 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = .85 \times 29.49 = 25.07 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $Vu = Vua \times (Mn/Mua)$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$Vua = 110.40 \text{ ton}$$

$$Mua = 167.10 \text{ ton} - m$$

$$Pua = 138.30 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 169.50 \text{ ton} - m$$

$$Mn = \frac{169.50}{0.90} = 188.33 \text{ ton} - m$$

Entonces,

$$Vu = \frac{Vua \times Mn}{Mua}$$

$$Vu = \frac{110 \times 188.33}{167.10}$$

$$Vu = 124.43 \text{ ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$Vn = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times Acw$$

$$Vn = 2.62 \times 14 \times 3.30 = 125.29 \text{ ton}$$

Entonces, $Vn > Vu = 125.29 > 124.43$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$Vs = \frac{(Vu - \phi Vc)}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$Vs = \frac{124.43 - 25.07}{0.85} = 116.89 \text{ ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$Vs = Acw \times ph \times fy$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{Vs}{Acw \times fy}$$

$$ph = \frac{116.89}{30 \times 110 \times 4.2} = \mathbf{0.00843}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 15.00 \text{ cm}$$

Usando: **1/2" en 2 capas**

$$ph = \frac{Av}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 1.27}{15.00 \times 30.00} = 0.00563$$

Si, $ph < 0.0025$ $0.0056 > 0.0025$ **cumple!**

Entonces, **$Sh = 15.00 \text{ cm}$**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.150 \text{ m}}$$

$$\#Var \text{ horiz.} = \mathbf{20 \text{ var.}}$$

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\phi V_n = \phi \times 0.6 \times \lambda \times (N_u + A_v \times f_y)$$

$$\mu = 0.6 \lambda \quad , \quad \lambda = 1 \quad (\text{Concreto de peso normal})$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (138.3 + 7 \times 2 \times 1.98 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = 129.89 \text{ ton}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$129.89 > 124.43 \quad \text{Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos (Estribos):**

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{138.30}{0.30 \times 1.6} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 167.1}{0.3 \times 2.56}$$

$$q (+) = 159.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -101.73 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: 159.36 > 42.00 * **Requiere confinamiento (estribos) para el esfuerzo longitudinal en los bordes**

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **8 ϕ 1"**

Por lo tanto: Necesitaran estribos de: **3/8"**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

c) 250mm

En nuestro caso: **1"**

a) 25.40 cm

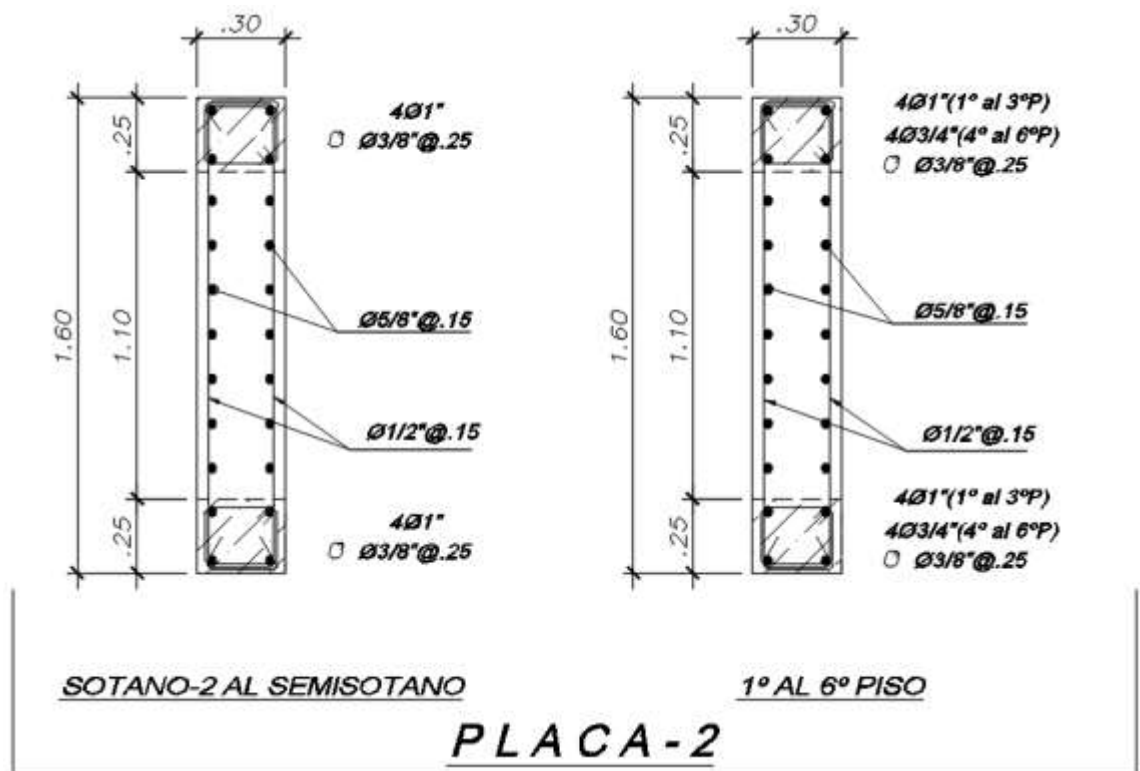
b) 25.00 cm

c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:

25.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 3/8" @ 25.00 cm



Detalle de Placa - 1 "Reforzamiento"

DISEÑO DE PLACA - 3

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{Mu}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{42}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 1.20}$$

$$A_s = 10.29 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: **6 Ø 5/8"**

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $p_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $p_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro:

- **Cuantía horizontal (p_v)**

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 5.00 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 3/8"

$$S_v = 15.00 \text{ cm}$$

$$\text{Número de varillas en vertical: } \# \text{ Var vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{0.7 \text{ m}}{0.15 \text{ m}}$$

$$\# \text{ Var vert.} = 5 \text{ var.}$$

✓ **DISEÑO POR CORTANTE**

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- **Resistencia al cortante del concreto (Vc):**

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} = \frac{3 \times 3}{1.20} = 7.50$$

Si:

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \geq 2.00, \quad \alpha_c = 0.17 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\begin{aligned} \alpha_c \geq 2.00, \quad V_c &= 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_{cw} \\ &= 0.53 \times 14.49 \times 1.92 \end{aligned}$$

$$\alpha c \leq 1.50, \quad Vc = 0.80 (\sqrt{f'c}) Acw \\ = 0.80 \times 14.49 \times 1.92$$

$$\alpha c \in (1.50 - 2.00),$$

$$Vc = Acw(\alpha c \sqrt{f'c}) = 14.49 \times 1.92 \times \text{Lineal}$$

Para: $\alpha c = 0.17$

$$Vc = 0.53 (\sqrt{f'c}) Acw$$

Entonces:

$$Vc = 0.53 \times 14.49 \times 1.92 = 14.75 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = .85 \times 14.75 = 12.53 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $Vu = Vua \times (Mn/Mua)$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$Vua = 40.20 \text{ ton}$$

$$Mua = 42.00 \text{ ton} - m$$

$$Pua = 67.00 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 46.20 \text{ ton} - m$$

$$Mn = \frac{46.20}{0.90} = 51.33 \quad \text{ton} - \text{m}$$

Entonces,

$$Vu = \frac{Vua \times Mn}{Mua}$$

$$Vu = \frac{40.2 \times 51.33}{42.00}$$

$$Vu = 49.13 \quad \text{ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$Vn = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times Acw$$

$$Vn = 2.62 \times 14 \times 1.40 = 53.15 \quad \text{ton}$$

Entonces, $Vn > Vu = 53.15 > 49.13$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$Vs = \frac{(Vu - \phi Vc)}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$Vs = \frac{49.13 - 12.53}{0.85} = 43.06 \quad \text{ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$V_s = A_{cw} \times ph \times f_y$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{V_s}{A_{cw} \times f_y}$$

$$ph = \frac{43.06}{20 \times 70 \times 4.2} = \mathbf{0.00732}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 15.00 \text{ cm}$$

Usando: **3/8" en 2 capas**

$$ph = \frac{A_v}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 0.71}{15.00 \times 20.00} = 0.00475$$

Si, $ph < 0.0025$ $0.0048 > 0.0025$ **cumple!**

Entonces, **$Sh = 15.00 \text{ cm}$**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.150 \text{ m}}$$

#Var horiz. = 20 var.

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\phi V_n = \phi \times 0.6 \times \lambda \times (N_u + A_v \times f_y)$$

$$\mu = 0.6 \lambda, \quad \lambda = 1 \text{ (Concreto de peso normal)}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (67 + 5 \times 2 \times 0.71 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = 49.43 \text{ ton}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$49.43 > 49.13 \text{ Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos (Estribos):**

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{67.00}{0.20 \times 1.2} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 42}{0.2 \times 1.44}$$

$$q (+) = 115.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -59.58 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $115.42 > 42.00$ * **Requiere confinamiento (estribos) para el esfuerzo longitudinal en los bordes**

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **6 ϕ 5/8"**

Por lo tanto: Necesitaran estribos de: **8 mm**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

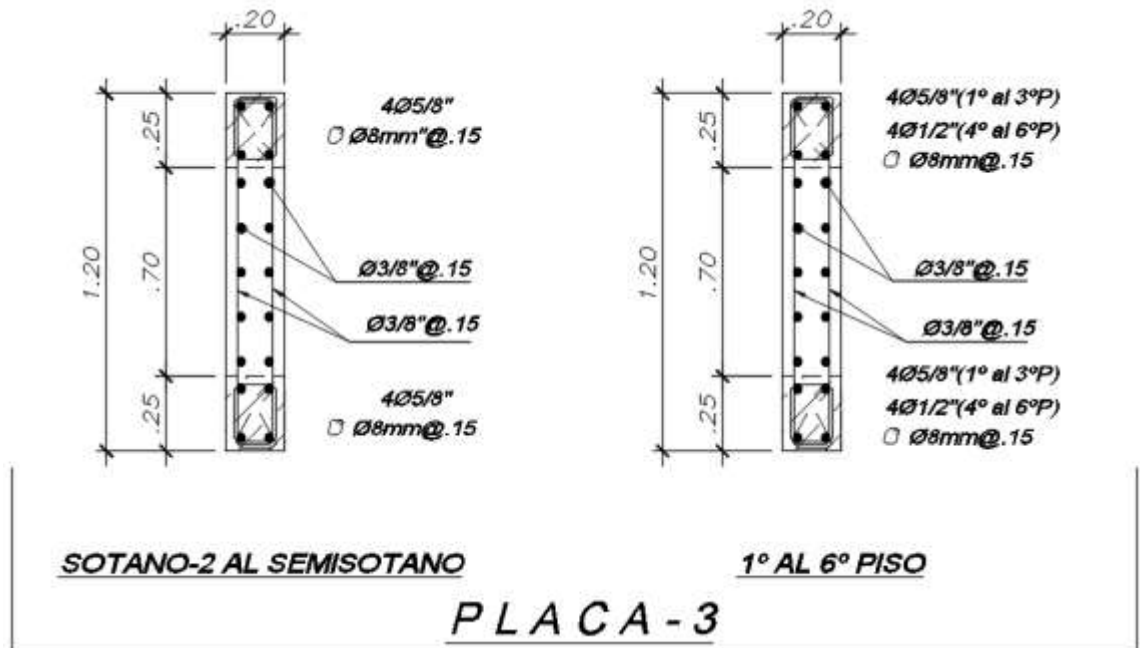
c) 250mm

En nuestro caso: **5/8"**

- a) **15.88 cm**
- b) 20.00 cm
- c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:
15.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 8 mm @ 15.00 cm



Detalle de Placa - 3 "Reforzamiento"

DISEÑO DE PLACA - 4

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{Mu}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{50.7}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 1.35}$$

$$A_s = 11.04 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: 6 \emptyset 5/8"

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $\rho_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $\rho_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro:

- **Cuantía horizontal (ρ_v)**

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 5.00 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 3/8"

$$S_v = 20.00 \text{ cm}$$

$$\text{Número de varillas en vertical: } \# \text{ Var vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{0.85 \text{ m}}{0.20 \text{ m}}$$

$$\# \text{ Var vert.} = 4 \text{ var.}$$

✓ **DISEÑO POR CORTANTE**

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- **Resistencia al cortante del concreto (Vc):**

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} = \frac{3 \times 8}{1.35} = 17.78$$

Si:

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \geq 2.00, \quad \alpha_c = 0.17 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\begin{aligned} \alpha_c \geq 2.00, \quad V_c &= 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w \\ &= 0.53 \times 14.49 \times 2.16 \end{aligned}$$

$$\alpha c \leq 1.50, \quad Vc = 0.80 (\sqrt{f'c}) Acw \\ = 0.80 \times 14.49 \times 2.16$$

$$\alpha c \in (1.50 - 2.00),$$

$$Vc = Acw(\alpha c \sqrt{f'c}) = 14.49 \times 2.16 \times \text{Lineal}$$

Para: $\alpha c = 0.17$

$$Vc = 0.53 (\sqrt{f'c}) Acw$$

Entonces:

$$Vc = 0.53 \times 14.49 \times 2.16 = 16.59 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = .85 \times 16.59 = 14.10 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $Vu = Vua \times (Mn/Mua)$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$Vua = 25.16 \text{ ton}$$

$$Mua = 50.70 \text{ ton} - m$$

$$Pua = 72.44 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 82.90 \text{ ton} - m$$

$$Mn = \frac{82.90}{0.90} = 92.11 \text{ ton} - m$$

Entonces,

$$V_u = \frac{V_{ua} \times M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = \frac{25.2 \times 92.11}{50.70}$$

$$V_u = 45.71 \text{ ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$V_n = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times A_{cw}$$

$$V_n = 2.62 \times 14 \times 1.70 = 64.54 \text{ ton}$$

Entonces, $V_n > V_u = 64.54 > 45.71$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$V_s = \frac{45.71 - 14.10}{0.85} = 37.19 \text{ ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$V_s = A_{cw} \times p_h \times f_y$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{Vs}{Acw \times fy}$$

$$ph = \frac{37.19}{20 \times 85 \times 4.2} = \mathbf{0.00521}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 20.00 \text{ cm}$$

Usando: **3/8" en 2 capas**

$$ph = \frac{Av}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 0.71}{20.00 \times 20.00} = 0.00563$$

Si, $ph < 0.0025$ $0.0036 > 0.0025$ **cumple!**

Entonces, **$Sh = 20.00 \text{ cm}$**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.20 \text{ m}}$$

$$\#Var \text{ horiz.} = \mathbf{15 \text{ var.}}$$

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\phi V_n = \phi \times 0.6 \times \lambda \times (N_u + A_v \times f_y)$$

$$\mu = 0.6 \lambda \quad , \quad \lambda = 1 \quad (\text{Concreto de peso normal})$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (72.44 + 4 \times 2 \times 0.71 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = 49.15 \text{ ton}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$49.15 > 45.71 \quad \text{Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos (Estribos):**

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{72.44}{0.20 \times 1.35} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 50.7}{0.2 \times 1.82}$$

$$q (+) = 110.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -56.63 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $110.29 > 42.00$ * **Requiere confinamiento (estribos) para el esfuerzo longitudinal en los bordes**

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **6 ϕ 5/8"**

Por lo tanto: Necesitaran estribos de: **8 mm**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

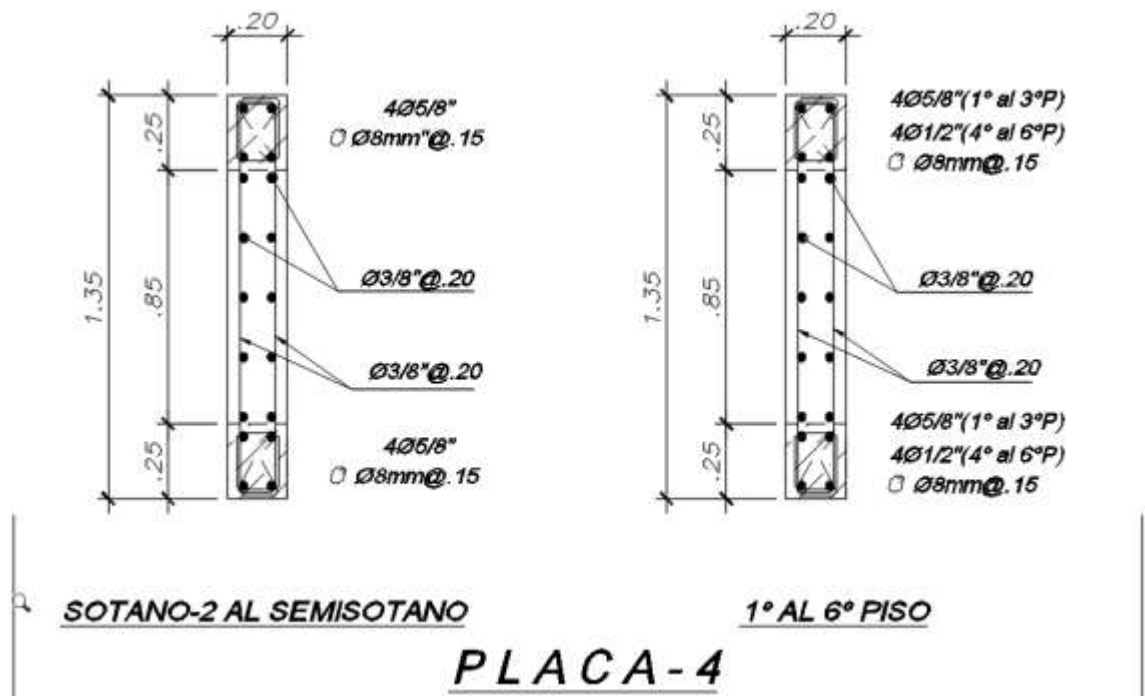
c) 250mm

En nuestro caso: **5/8"**

- a) **15.88 cm**
- b) 20.00 cm
- c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:
15.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 8mm @ 15.00 cm



Detalle de Placa - 4 "Reforzamiento"

DISEÑO DE PLACA - 5

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{Mu}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{34.60}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 1.25}$$

$$A_s = 8.14 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: 8 \emptyset 1/2"

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $\rho_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $\rho_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro:

- **Cuantía horizontal (ρ_v)**

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 6.25 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 3/8"

$$S_v = 15.00 \text{ cm}$$

$$\text{Número de varillas en vertical: } \# \text{ Var vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{0.75 \text{ m}}{0.15 \text{ m}}$$

$$\# \text{ Var vert.} = 5 \text{ var.}$$

✓ DISEÑO POR CORTANTE

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- Resistencia al cortante del concreto (Vc):

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} = \frac{3 \times 8}{1.25} = 19.20$$

Si:

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \geq 2.00, \quad \alpha_c = 0.17 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\begin{aligned} \alpha_c \geq 2.00, \quad V_c &= 0.53 (\sqrt{f'c}) A_{cw} \\ &= 0.53 \times 14.49 \times 2.50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_c \leq 1.50, \quad V_c &= 0.80 (\sqrt{f'c}) A_{cw} \\ &= 0.80 \times 14.49 \times 2.50 \end{aligned}$$

$$\alpha_c \in (1.50 - 2.00),$$

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) = 14.49 \times 2.50 \times \text{Lineal}$$

Para: $\alpha_c = 0.17$

$$V_c = 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 \times 14.49 \times 2.50 = 19.20 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = .85 \times 19.20 = 16.32 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $V_u = V_{ua} \times (M_n / M_{ua})$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$V_{ua} = 15.30 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 34.60 \text{ ton} - m$$

$$P_{ua} = 25.78 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 55.80 \text{ ton} - m$$

$$M_n = \frac{55.80}{0.90} = 62.00 \text{ ton} - m$$

Entonces,

$$V_u = \frac{V_{ua} \times M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = \frac{15.3 \times 62.00}{34.60}$$

$$V_u = 27.42 \text{ ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$V_n = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times A_{cw}$$

$$V_n = 2.62 \times 14 \times 1.88 = 71.19 \text{ ton}$$

Entonces, $V_n > V_u = 71.19 > 27.42$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$V_s = \frac{27.42 - 16.32}{0.85} = 13.05 \text{ ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$V_s = A_{cw} \times p_h \times f_y$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{Vs}{Acw \times fy}$$

$$ph = \frac{13.05}{25 \times 75 \times 4.2} = \mathbf{0.00250}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 15.00 \text{ cm}$$

Usando: $3/8''$ en **2 capas**

$$ph = \frac{Av}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 0.71}{15.00 \times 25.00} = 0.0038$$

Si, $ph < 0.0025$ $0.0038 > 0.0025$ **cumple!**

Entonces, **$Sh = 15.00 \text{ cm}$**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.150 \text{ m}}$$

$$\#Var \text{ horiz.} = \mathbf{20 \text{ var.}}$$

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\phi V_n = \phi \times 0.6 \times \lambda \times (N_u + A_v \times f_y)$$

$$\mu = 0.6 \lambda \quad , \quad \lambda = 1 \quad (\text{Concreto de peso normal})$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (25.78 + 5 \times 2 \times 0.71 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = \mathbf{28.41 \text{ ton}}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$28.41 > 27.42 \quad \mathbf{Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos (Estribos):**

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{25.78}{0.25 \times 1.25} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 34.6}{0.3 \times 1.56}$$

$$q (+) = 61.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -44.90 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $61.40 > 42.00$ * **Requiere confinamiento (estribos) para el esfuerzo longitudinal en los bordes**

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **8 ϕ 1/2"**

Por lo tanto: Necesitaran estribos de: **8 mm**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

c) 250mm

En nuestro caso: **1/2"**

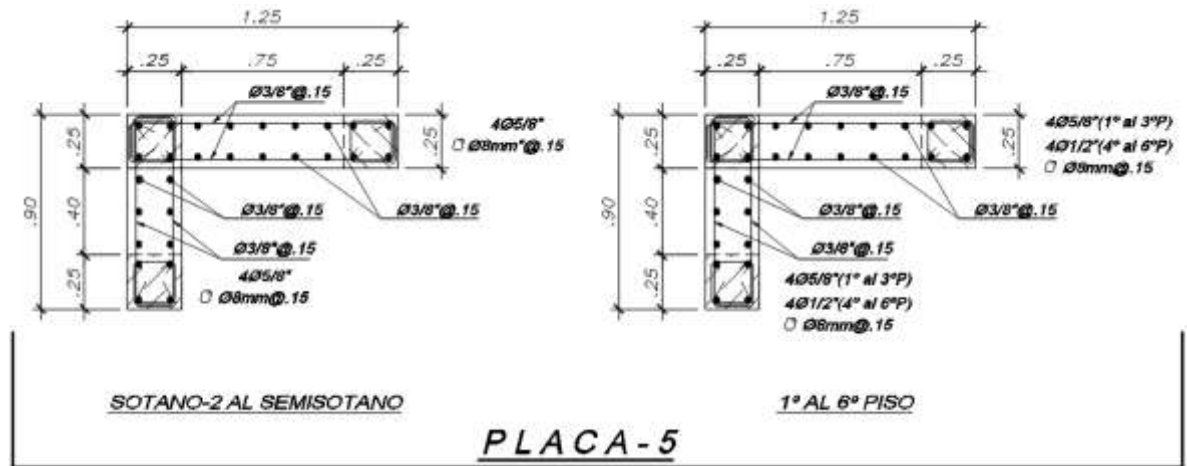
a) **12.70 cm**

b) 25.00 cm

c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:
12.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 8 mm @ 12.00 cm



Detalle de Placa – 5 “Reforzamiento”

DISEÑO DE PLACA - 6

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{Mu}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{152.65}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 1.50}$$

$$A_s = 29.91 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: 6 \emptyset 1"

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $\rho_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $\rho_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro:

- **Cuantía horizontal (ρ_v)**

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 6.25 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 5/8" **$S_v = 20.00 \text{ cm}$**

$$\text{Número de varillas en vertical: } \# \text{ Var vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{1 \text{ m}}{0.20 \text{ m}}$$

$\# \text{ Var vert.} = 5 \text{ var.}$

✓ **DISEÑO POR CORTANTE**

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- **Resistencia al cortante del concreto (Vc):**

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} = \frac{3 \times 8}{1.50} = 16.00$$

Si:

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \geq 2.00, \quad \alpha_c = 0.17 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\begin{aligned} \alpha_c \geq 2.00, \quad V_c &= 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w \\ &= 0.53 \times 14.49 \times 3.00 \end{aligned}$$

$$\alpha c \leq 1.50, \quad Vc = 0.80 (\sqrt{f'c}) Acw \\ = 0.80 \times 14.49 \times 3.00$$

$$\alpha c \in (1.50 - 2.00),$$

$$Vc = Acw(\alpha c \sqrt{f'c}) = 14.49 \times 3.00 \times \text{Lineal}$$

Para: $\alpha c = 0.17$

$$Vc = 0.53 (\sqrt{f'c}) Acw$$

Entonces:

$$Vc = 0.53 \times 14.49 \times 3.00 = 23.04 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = .85 \times 23.04 = 19.59 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $Vu = Vua \times (Mn/Mua)$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$Vua = 44.30 \text{ ton}$$

$$Mua = 152.65 \text{ ton} - m$$

$$Pua = 25.78 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 154.50 \text{ ton} - m$$

$$Mn = \frac{154.50}{0.90} = 171.67 \quad \text{ton} - \text{m}$$

Entonces,

$$Vu = \frac{Vua \times Mn}{Mua}$$

$$Vu = \frac{44.3 \times 171.67}{152.65}$$

$$Vu = 49.82 \quad \text{ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$Vn = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times Acw$$

$$Vn = 2.62 \times 14 \times 2.50 = 94.92 \quad \text{ton}$$

Entonces, $Vn > Vu = 94.92 > 49.82$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$Vs = \frac{(Vu - \phi Vc)}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$Vs = \frac{49.82 - 19.59}{0.85} = 35.57 \quad \text{ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$V_s = A_{cw} \times ph \times f_y$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{V_s}{A_{cw} \times f_y}$$

$$ph = \frac{35.57}{25 \times 100 \times 4.2} = \mathbf{0.00339}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 20.00 \text{ cm}$$

Usando: **1/2" en 2 capas**

$$ph = \frac{A_v}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 1.27}{20.00 \times 25.00} = 0.00563$$

Si, $ph < 0.0025 \dots\dots\dots 0.0051 > 0.0025$ **cumple!**

Entonces, **Sh = 20.00 cm**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.20 \text{ m}}$$

#Var horiz. = 15 var.

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\phi V_n = \phi \times 0.6 \times \lambda \times (N_u + A_v \times f_y)$$

$$\mu = 0.6 \lambda, \quad \lambda = 1 \text{ (Concreto de peso normal)}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (25.78 + 5 \times 2 \times 1.98 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = 55.54 \text{ ton}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$55.54 > 49.82 \text{ Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos (Estribos):**

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{25.78}{0.25 \times 1.5} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 152.65}{0.3 \times 2.25}$$

$$q (+) = 169.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -155.95 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $169.70 > 42.00$ * **Requiere confinamiento (estribos) para el esfuerzo longitudinal en los bordes**

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **6 ϕ 1"**

Por lo tanto: Necesitaran estribos de: **3/8"**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

c) 250mm

En nuestro caso: 1"

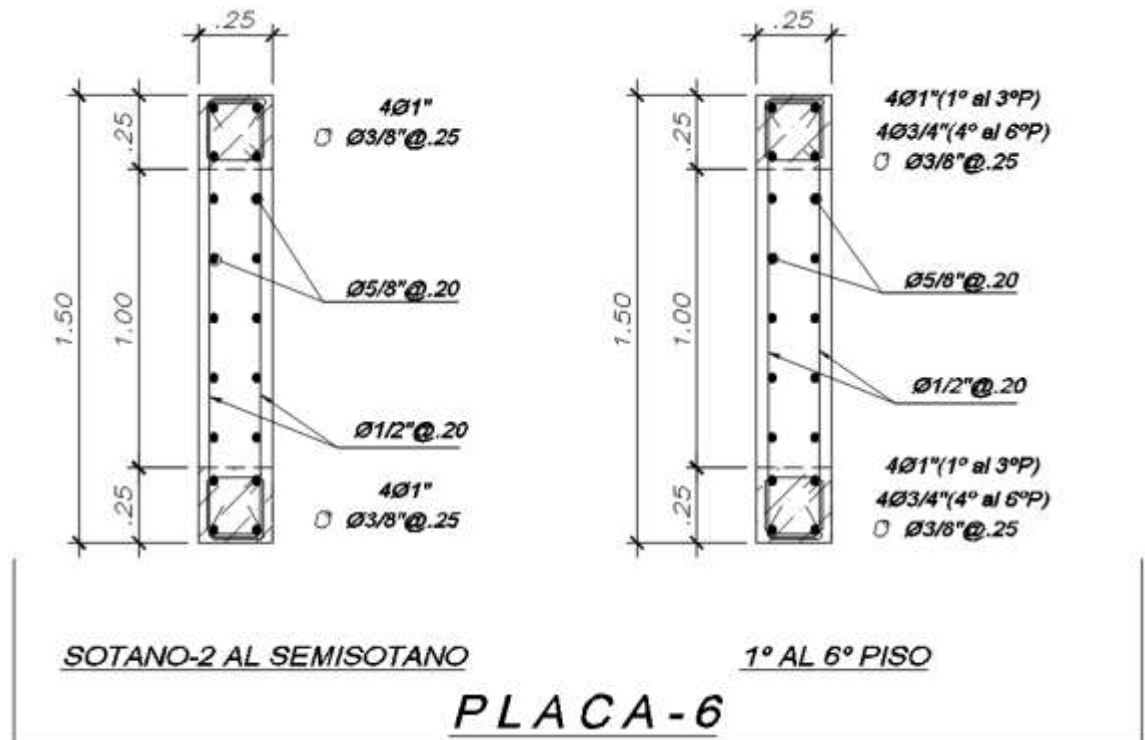
a) 25.40 cm

b) 25.00 cm

c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:
25.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 3/8" @ 25.00 cm



Detalle de Placa – 6 "Reforzamiento"

DISEÑO DE PLACA - 7

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{Mu}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{238.25}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 2.50}$$

$$A_s = 28.01 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: 10 \emptyset 3/4"

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $\rho_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $\rho_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro:

- **Cuantía horizontal (ρ_v)**

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 5.00 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 3/8"

$$S_v = 25.00 \text{ cm}$$

$$\text{Número de varillas en vertical: } \# \text{ Var vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{1.9m}{0.25m}$$

$$\# \text{ Var vert.} = 8 \text{ var.}$$

✓ DISEÑO POR CORTANTE

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- Resistencia al cortante del concreto (Vc):

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} = \frac{3 \times 8}{2.5} = 9.60$$

Si:

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \geq 2.00, \quad \alpha_c = 0.17 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\begin{aligned} \alpha_c \geq 2.00, \quad V_c &= 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w \\ &= 0.53 \times 14.49 \times 4.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_c \leq 1.50, \quad V_c &= 0.80 (\sqrt{f'_c}) A_c w \\ &= 0.80 \times 14.49 \times 4.00 \end{aligned}$$

$$\alpha_c \in (1.50 - 2.00),$$

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) = 14.49 \times 4.00 \times \text{Lineal}$$

$$\text{Para: } \alpha_c = 0.17$$

$$V_c = 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 \times 14.49 \times 4.00 = 30.72 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = .85 \times 30.72 = 26.11 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $V_u = V_{ua} \times (M_n / M_{ua})$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$V_{ua} = 85.60 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 238.25 \text{ ton} - m$$

$$P_{ua} = 292.40 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 249.80 \text{ ton} - m$$

$$M_n = \frac{249.80}{0.90} = 277.56 \text{ ton} - m$$

Entonces,

$$V_u = \frac{V_{ua} \times M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = \frac{85.6 \times 277.56}{238.25}$$

$$V_u = 99.72 \text{ ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$V_n = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times A_{cw}$$

$$V_n = 2.62 \times 14 \times 3.80 = 144.28 \text{ ton}$$

Entonces, $V_n > V_u = 144.28 > 99.72$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$V_s = \frac{99.72 - 26.11}{0.85} = 86.60 \text{ ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$V_s = A_{cw} \times p_h \times f_y$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{Vs}{Acw \times fy}$$

$$ph = \frac{86.60}{20 \times 190 \times 4.2} = \mathbf{0.00543}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 15.00 \text{ cm}$$

Usando: **3/8" en 2 capas**

$$ph = \frac{Av}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 0.71}{25.00 \times 20.00} = 0.00285$$

Si, $ph < 0.0025$ $0.0029 > 0.0025$ **cumple!**

Entonces, **Sh = 25.00 cm**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.250 \text{ m}}$$

$$\#Var \text{ horiz.} = \mathbf{12 \text{ var.}}$$

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\phi V_n = \phi \times 0.6 \times \lambda \times (N_u + A_v \times f_y)$$

$$\mu = 0.6 \lambda \quad , \quad \lambda = 1 \quad (\text{Concreto de peso normal})$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (292.4 + 8 \times 2 \times 0.71 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = 173.54 \text{ ton}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$173.54 > 99.72 \quad \text{Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos (Estribos):**

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{292.40}{0.20 \times 2.5} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 238.25}{0.2 \times 6.25}$$

$$q (+) = 172.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -55.88 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $172.84 > 42.00$ * **Requiere confinamiento (estribos) para el esfuerzo longitudinal en los bordes**

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **10 ϕ 3/4"**

Por lo tanto: Necesitarán estribos de: **3/8"**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

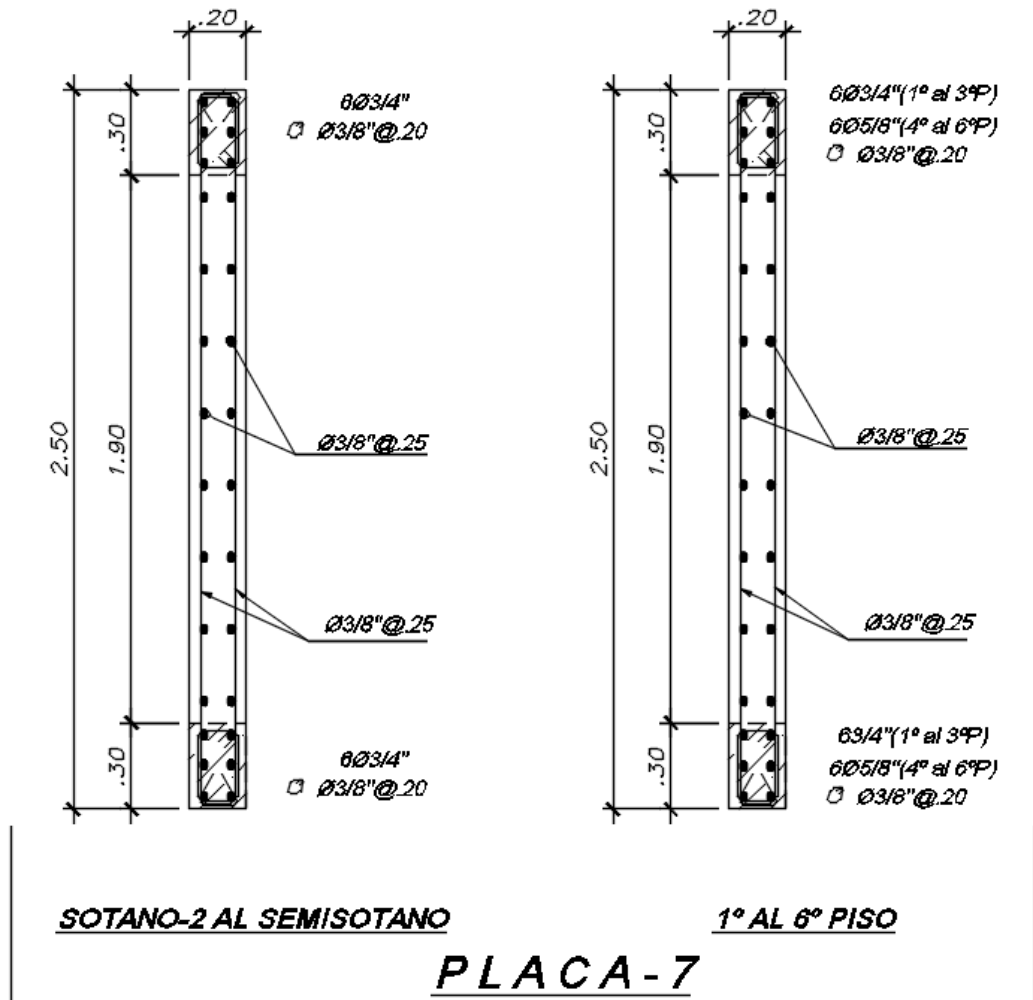
c) 250mm

En nuestro caso: **3/4"**

- a) **19.05 cm**
- b) 20.00 cm
- c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:
19.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 3/8" @ 19.00 cm



Detalle de Placa - 7 "Reforzamiento"

DISEÑO DE PLACA - 8

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{Mu}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{120.2}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 2.05}$$

$$A_s = 17.24 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: 8 \emptyset 3/4"

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $\rho_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $\rho_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro:

- **Cuantía horizontal (ρ_v)**

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 5.00 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 3/8"

$$S_v = 25.00 \text{ cm}$$

$$\text{Número de varillas en vertical: } \# \text{ Var vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{1.45m}{0.25m}$$

$$\# \text{ Var vert.} = 6 \text{ var.}$$

✓ **DISEÑO POR CORTANTE**

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- **Resistencia al cortante del concreto (Vc):**

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} = \frac{3 \times 8}{2.05} = 11.71$$

Si:

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \geq 2.00, \quad \alpha_c = 0.17 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\begin{aligned} \alpha_c \geq 2.00, \quad V_c &= 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w \\ &= 0.53 \times 14.49 \times 3.28 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_c \leq 1.50, \quad V_c &= 0.80 (\sqrt{f'_c}) A_c w \\ &= 0.80 \times 14.49 \times 3.28 \end{aligned}$$

$$\alpha_c \in (1.50 - 2.00),$$

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) = 14.49 \times 3.28 \times \text{Lineal}$$

$$\text{Para: } \alpha_c = 0.17$$

$$V_c = 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 \times 14.49 \times 3.28 = 25.19 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 25.19 = 21.41 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $V_u = V_{ua} \times (M_n / M_{ua})$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$V_{ua} = 53.80 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 120.20 \text{ ton} - m$$

$$P_{ua} = 145.95 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 158.70 \text{ ton} - m$$

$$M_n = \frac{158.70}{0.90} = 176.33 \text{ ton} - m$$

Entonces,

$$V_u = \frac{V_{ua} \times M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = \frac{53.8 \times 176.33}{120.2}$$

$$V_u = 78.92 \text{ ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$V_n = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times A_{cw}$$

$$V_n = 2.62 \times 14 \times 2.90 = 110.11 \text{ ton}$$

Entonces, $V_n > V_u = 110.11 > 78.92$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$V_s = \frac{78.923 - 21.41}{0.85} = 67.66 \text{ ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$V_s = A_{cw} \times p_h \times f_y$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{Vs}{Acw \times fy}$$

$$ph = \frac{67.66}{20 \times 145 \times 4.2} = \mathbf{0.00556}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 15.00 \text{ cm}$$

Usando: **3/8" en 2 capas**

$$ph = \frac{Av}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 0.71}{25.00 \times 20.00} = 0.00285$$

Si, $ph < 0.0025 \dots\dots\dots 0.0029 > 0.0025$ **cumple!**

Entonces, **$Sh = 25.00 \text{ cm}$**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.250 \text{ m}}$$

$$\#Var \text{ horiz.} = \mathbf{12 \text{ var.}}$$

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\emptyset Vn = \emptyset \times 0.6 \times \lambda \times (Nu + Av \times fy)$$

$$\mu = 0.6 \lambda \quad , \quad \lambda = 1 \quad (\text{Concreto de peso normal})$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (145.95 + 6 \times 2 \times 0.71 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = 92.75 \text{ ton}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$92.75 > 78.92 \quad \text{Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos (Estribos):**

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{145.95}{0.20 \times 2.05} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 120.2}{0.2 \times 4.20}$$

$$q (+) = 121.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -50.21 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'_c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $121.40 > 42.00$ * **Requiere confinamiento (estribos) para el esfuerzo longitudinal en los bordes**

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **8 ϕ 3/4"**

Por lo tanto: Necesitaran estribos de: **3/8"**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

c) 250mm

En nuestro caso: **3/4"**

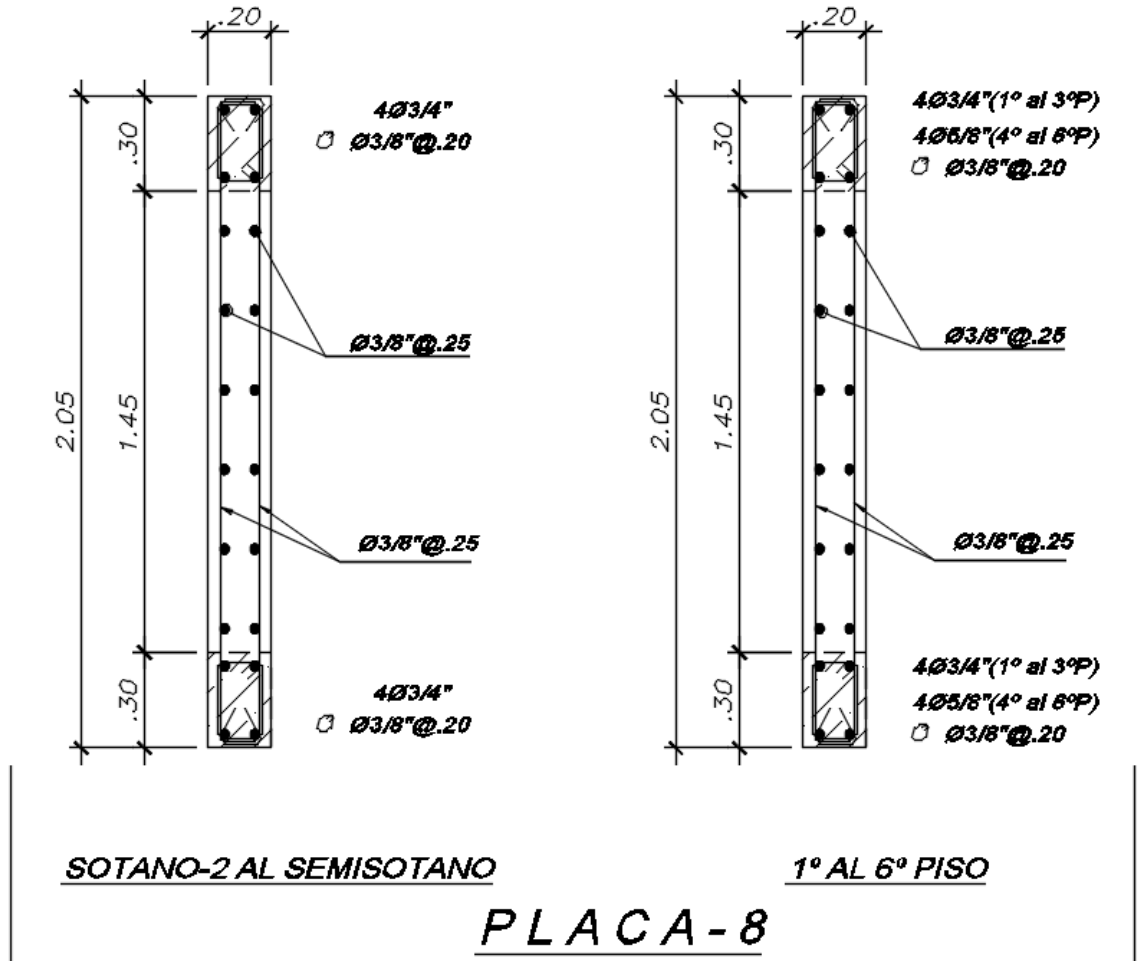
a) **19.05 cm**

b) 20.00 cm

c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:
19.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 3/8" @ 19.00 cm



Detalle de Placa – 8 "Reforzamiento"

DISEÑO DE PLACA - 9

Con el máximo momento flector obtenido por el programa estimamos el refuerzo en los extremos de la placa:

$$A_s = \frac{Mu}{0.9 \times f_y \times L_m} = \frac{113.75}{0.90 \times 4.20 \times 0.90 \times 1.80}$$

$$A_s = 18.58 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo vertical también está distribuido en el alma del muro probaremos con un valor menor de refuerzo concentrado.

Consideramos: 8 \emptyset 3/4"

Preliminarmente consideraremos también una cuantía vertical iguala $p_v = 0.0025$ para el acero vertical distribuido en el alma.

Con la cuantía vertical de $p_v = 0.0025$ se determina el siguiente acero vertical para una longitud unitaria de muro:

- **Cuantía horizontal (p_v)**

$$A_{sv} = 0.0025 \times t = 5.00 \text{ cm}^2$$

Asv en: 2 capas

Usando: 3/8" **$S_v = 25.00 \text{ cm}$**

Número de varillas en vertical: # $Var \text{ vert} = \frac{L_w}{S_v} = \frac{1.2 \text{ m}}{0.25 \text{ m}}$

$Var \text{ vert.} = 5 \text{ var.}$

✓ DISEÑO POR CORTANTE

$$\phi V_n \geq \phi V_c, \text{ Donde: } V_n = V_c + V_s$$

Remplazando: $\phi(V_c + V_s) = V_u$

Despejando **Vs** tenemos: $V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$

- Resistencia al cortante del concreto (Vc):

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} = \frac{3 \times 8}{1.80} = 13.33$$

Si:

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \geq 2.00, \quad \alpha_c = 0.17 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \leq 1.50, \quad \alpha_c = 0.25$$

$$\frac{hm \times \#pisos}{Lm} \text{ Entre } (1.5, 2.0), \quad \alpha_c = \text{Lineal}$$

Para:

$$\begin{aligned} \alpha_c \geq 2.00, \quad V_c &= 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w \\ &= 0.53 \times 14.49 \times 2.88 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_c \leq 1.50, \quad V_c &= 0.80 (\sqrt{f'_c}) A_c w \\ &= 0.80 \times 14.49 \times 2.88 \end{aligned}$$

$$\alpha_c \in (1.50 - 2.00),$$

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) = 14.49 \times 2.88 \times \text{Lineal}$$

Para: $\alpha_c = 0.17$

$$V_c = 0.53 (\sqrt{f'_c}) A_c w$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 \times 14.49 \times 2.88 = 22.12 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = .85 \times 22.12 = 18.80 \text{ ton}$$

- **Cortante de diseño, $V_u = V_{ua} \times (M_n / M_{ua})$**

Según los datos obtenidos en el análisis:

$$V_{ua} = 52.00 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 113.75 \text{ ton} - m$$

$$P_{ua} = 266.50 \text{ ton}$$

Ingresamos al diagrama de interacción y calculamos

$$\phi M = 133.00 \text{ ton} - m$$

$$M_n = \frac{133.00}{0.90} = 147.78 \text{ ton} - m$$

Entonces,

$$V_u = \frac{V_{ua} \times M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = \frac{52 \times 147.78}{113.75}$$

$$V_u = 67.56 \text{ ton}$$

- **Cortante máximo en el muro:**

$$V_n = 2.62 \times (\sqrt{f'c}) \times A_{cw}$$

$$V_n = 2.62 \times 14 \times 2.40 = 91.12 \text{ ton}$$

Entonces, $V_n > V_u = 91.12 > 67.56$ **Cumple!**

- **Cálculo del refuerzo por corte:**

$$V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$$

Remplazando tenemos:

$$V_s = \frac{67.56 - 18.80}{0.85} = 57.36 \text{ ton}$$

- **Cuantía horizontal (ph):**

$$V_s = A_{cw} \times p_h \times f_y$$

Despejando tenemos:

$$ph = \frac{Vs}{Acw \times fy}$$

$$ph = \frac{57.36}{20 \times 120 \times 4.2} = \mathbf{0.00569}$$

Asumiendo que, $ph = 0.0025$

$$Sh = 15.00 \text{ cm}$$

Usando: **3/8"** en **2 capas**

$$ph = \frac{Av}{Sh \times t} = \frac{2.00 \times 0.71}{25.00 \times 20.00} = 0.00285$$

Si, $ph < 0.0025$ $0.0029 > 0.0025$ **cumple!**

Entonces, **$Sh = 25.00 \text{ cm}$**

Numero de varillas en horizontal:

$$\#Var \text{ horiz.} = \frac{hm}{Sh} = \frac{3.00 \text{ m}}{0.250 \text{ m}}$$

$$\#Var \text{ horiz.} = \mathbf{12 \text{ var.}}$$

- **Revisión de la junta de construcción:**

$$\phi V_n = \phi \times 0.6 \times \lambda \times (N_u + A_v \times f_y)$$

$$\mu = 0.6 \lambda \quad , \quad \lambda = 1 \quad (\text{Concreto de peso normal})$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 0.6 \times 1 \times (266.5 + 5 \times 2 \times 0.71 \times 4.20)$$

$$\phi V_n = 151.18 \text{ ton}$$

*Debe cumplir que, $\phi V_n > V_u$

$$151.18 > 67.56 \quad \text{Cumple!}$$

- **Calculo del refuerzo de compresión máximos**
(Estribos):

* Según la norma, se recomienda que siempre se coloquen estribos a pesar que no se requieran

$$q = \frac{P}{A} \quad +/ - \quad \frac{6 \times M}{S \times T^2}$$

$$q = \frac{266.50}{0.20 \times 1.8} \quad +/ - \quad \frac{6 \times 113.75}{0.2 \times 3.24}$$

$$q (+) = 179.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$q (-) = -31.30 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando:

$$0.20 \times f'c = 0.20 \times 210 = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como: 179.35 > 42.00 * **Requiere confinamiento (estribos) para el esfuerzo longitudinal en los bordes**

*El diámetro mínimo de confinamiento (estribo) es:

8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 5/8"

3/8 mm Hasta diámetros del refuerzo longitudinal de 1"

3/8 mm Para diámetros refuerzo longitudinal mayor de 1"

En este caso tenemos como refuerzo longitudinal en los bordes: **8 ϕ 3/4"**

Por lo tanto: Necesitarán estribos de: **3/8"**

* El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

a) 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.

b) La menor dimensión de las secciones transversal del elemento de borde.

c) 250mm

En nuestro caso: **3/4"**

a) 19.05 cm

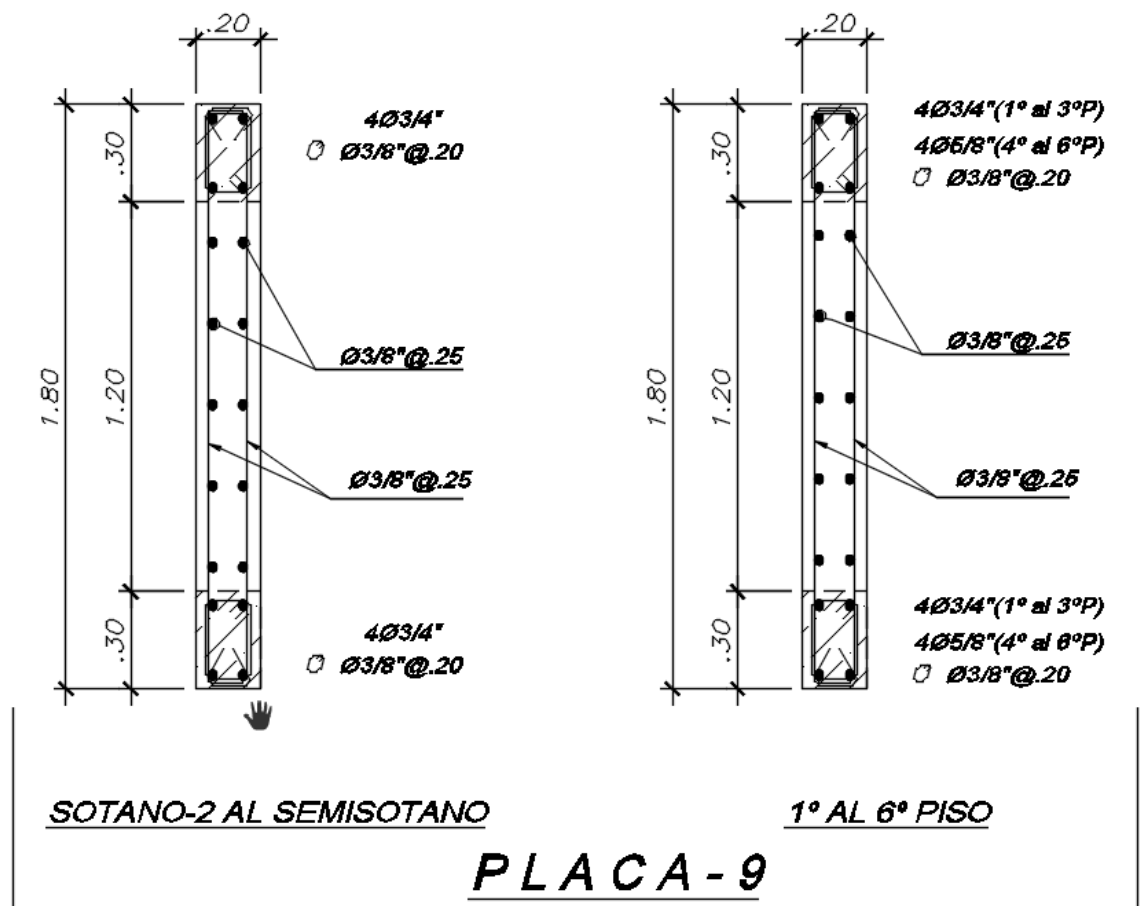
b) 20.00 cm

c) 25.00 cm

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será:

19.00 cm

Usar estribos de confinamiento ϕ 3/8" @ 19.00 cm



Detalle de Placa – 9 "Reforzamiento"

ANEXO III DISEÑO DE ZAPATAS

DISEÑO DE ZAPATA – 2

1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que se requiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación.

* Esfuerzo reducido

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= 0.9 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{red} &= 0.9 \times 35.30 \\ \sigma_{red} &= \mathbf{31.77 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

* Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{47.77 + 16.00}{31.77}$$

$$\mathbf{Azap = 2.10 \text{ m}^2}$$

* Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.45 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{2.75 \text{ m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.45 \times 2.75 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{3.99 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{(Ps + Pzap + P)}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.05 \times \frac{47.77 + 16.00 + 74.20}{3.99}) + \frac{6}{1.45} \times \frac{7.70}{7.56}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{40.54 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{32.12 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

* Como se esta considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1.30 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= 1.30 \times 35.30 \\ \sigma_{adm} &= \mathbf{45.89 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 40.54 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 32.12 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

* El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la

Considerando:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.50 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{2.80 \text{ m}} \\ Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.50 \times 2.80 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{4.20 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ip_{max}) \times \frac{Ps + P_{zap} + P}{Azap} - \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10 \times (\frac{47.77 + 16.00 + 74.20}{4.20}) - \frac{6}{1.50} \times \frac{7.70}{7.84}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{40.06 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{32.21 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}^* \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 40.06 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 32.21 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

Entonces usar zapata de:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.50 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{2.80 \text{ m}}\end{aligned}$$

2.- DISEÑO: DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA ZAPATA Y EL REFUERZO

* Para ello se emplean cargas ultimas

$$\begin{aligned}\text{Combinación 1 :} & 1.4C_m + 1.7C_v \\ \text{Combinación 2 :} & 1.25(C_m + C_v) \pm C_{sismo}\end{aligned}$$

* Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times P_s + 1.7 \times P_{zap})}{A_{zap}}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times 47.77 + 1.7 \times 16)}{4.20}$$

$$\sigma_u = 24.67 \text{ Ton/m}^2$$

* Considerando la combinación 2

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times (P_s + P_{zap}) + P)}{A_{zap}} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times 47.77 \times 16 + 74.2)}{4.20} + \frac{6 \times 7.7}{1.50 \times 7.84}$$

$$\sigma_{u1} = 40.57 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 32.72 \text{ Ton/m}^2$$

- POR PUNZONAMIENTO

Suponiendo un peralte "d", la sección crítica a una distancia d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{50.00}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times (d/2 + b_c) + 2.00 \times (d/2 + h_c)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 1.60) + 2.00 \times (0.50 + 0.30)$$

$$b_o = 5.80 \text{ m}$$

* Cortante de diseño por punzonamiento :

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar "qu2" :

$$\frac{(q_{u2} - \sigma_{u2})}{(L_{zap} - b_c - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 32.72)}{(2.80 - 1.60 - 0.50)/2} = \frac{(40.57 - 32.72)}{2.80}$$

$$qu_2 = 33.70 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_{u1} - qu_1)}{(L_{zap} - bc - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(40.57 - qu_1)}{(2.80 - 1.60 - 0.50)/2} = \frac{(40.57 - 32.72)}{2.80}$$

$$qu_1 = 39.59 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vt", "Vi"y "Vii" :

$$- V_t = \left(\frac{\sigma_{u1} + \sigma_{u2}}{2} \right) \times A_{zap}$$

$$V_t = \left(\frac{40.57 + 32.72}{2} \right) \times 4.20$$

$$V_t = 153.91 \text{ ton}$$

$$- V_{ii} = \left(\frac{qu_1 + qu_2}{2} \right) \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$V_{ii} = \left(\frac{39.59 + 33.70}{2} \right) \times (0.50 + 0.30) \times (0.50 + 1.60)$$

$$V_{ii} = 61.57 \text{ ton}$$

$$- V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 153.91 - 61.57$$

$$V_u = 92.35 \text{ ton}$$

* Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_c$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\text{Para: } \beta_c = \frac{bc}{hc} = \frac{1.60}{0.30}$$

$$\beta_c = 5.33$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{5.33} \right) \sqrt{210} \times 580 \times 50$$

$$V_c = 309.41 \text{ ton}$$

Verificando el limite máximo para V_c

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{210} \times 580 \times 50$$

$$V_c \text{ max} = 462.27 \text{ ton}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$V_c = 309.41 \text{ ton}$$

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 309.41$$

$$\phi V_c = 263.00 \text{ ton}$$

Verificando:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$92.35 \leq 263.00 \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $d = 0.50 \text{ m}$

Entonces: $h = 0.60 \text{ m}$

- POR CORTANTE

Con el peralte "d", la sección crítica se encuentra a una distancia "d".

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

* Cortante de diseño :

$$V_u = V_i \quad \text{o} \quad V_u = V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(qu_2 - \sigma_2)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 32.72)}{(2.80 - 1.60 - 1.00)/2} = \frac{(40.57 - 32.72)}{2.80}$$

$$qu_2 = 33.00 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(40.57 - qu_1)}{(2.80 - 1.60 - 1.00)/2} = \frac{(40.57 - 32.72)}{2.80}$$

$$qu_1 = 41.84 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vi"y "Vii" :

$$- Vi = \left(\frac{\sigma_1 + qu_1}{2} \right) \times \frac{(L_{zap} - bc - 2d)}{2} \times B_{zap}$$

$$Vi = \left(\frac{40.57 + 41.84}{2} \right) \times \frac{(2.80 - 1.60 - 1.00)}{2} \times 1.50$$

$$Vu = 6.18 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$- Vii = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times \frac{(B_{zap} - hc - 2d)}{2} \times L_{zap}$$

$$Vii = \left(\frac{40.57 + 32.72}{2} \right) \times \frac{(1.50 - 0.30 - 1.00)}{2} \times 2.80$$

$$Vu = 10.26 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

* Se debe cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = B = 1.50 \text{ m}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 150.00 \times 50.00$$

$$Vc = 57.60 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 57.60 \\ \phi V_c &= \mathbf{48.96 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 6.18 &\leq 48.96 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Dirección transversal

Corte resistente

$$\begin{aligned}V_c &= 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = L = 2.80 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 280.00 \times 50.00 \\ V_c &= \mathbf{107.53 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 107.53 \\ \phi V_c &= \mathbf{91.40 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 10.26 &\leq 91.40 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Finalmente con peralte $d = 50.00 \text{ cm}$ se ha verificado Corte y punzonamiento por lo tanto la altura de la zapata es $h = 60.00 \text{ cm}$
Por lo tanto:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 2.80 \text{ m}\end{aligned}$$

- POR FLEXIÓN

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento maximo ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario previamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es q_{u1} y q_{u2} .

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\left(\frac{q_{u1} - \sigma_{u2}}{L_{zap} + bc} \right) = \left(\frac{\sigma_{u1} - \sigma_{u2}}{L_{zap}} \right)$$

$$\left(\frac{qu1 - 32.72}{2.80 + 160} \right) = \left(\frac{40.57 - 32.72}{2.80} \right)$$

$$qu2 = 38.89 \text{ Ton/m}^2$$

$$Mu = \left[\frac{(qu2 \times (Lzap - bc) \times Bzap \times (Lzap - bc) \times (\sigma1 - qu1) \times (Lzap - bc) \times Bzap \times 2 \times (Lzap - bc))}{2 \quad 2 \quad 2 \quad 3 \quad 2} \right]$$

$$Mu = 10.80 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = B = 1.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 10.80 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

$$As = 5.74 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 1/2 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{5.74}{1.27} = 6$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Bzap}{\#var} = \frac{1.50}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$Mu = \left[\left(\frac{\sigma1 + \sigma2}{2} \right) \times Lzap \times \frac{(Bzap - hc)}{2} \times \frac{(Bzap - hc)}{4} \right]$$

$$Mu = 18.47 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = L = 2.80 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 18.47 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{Asf_y}{0.85f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

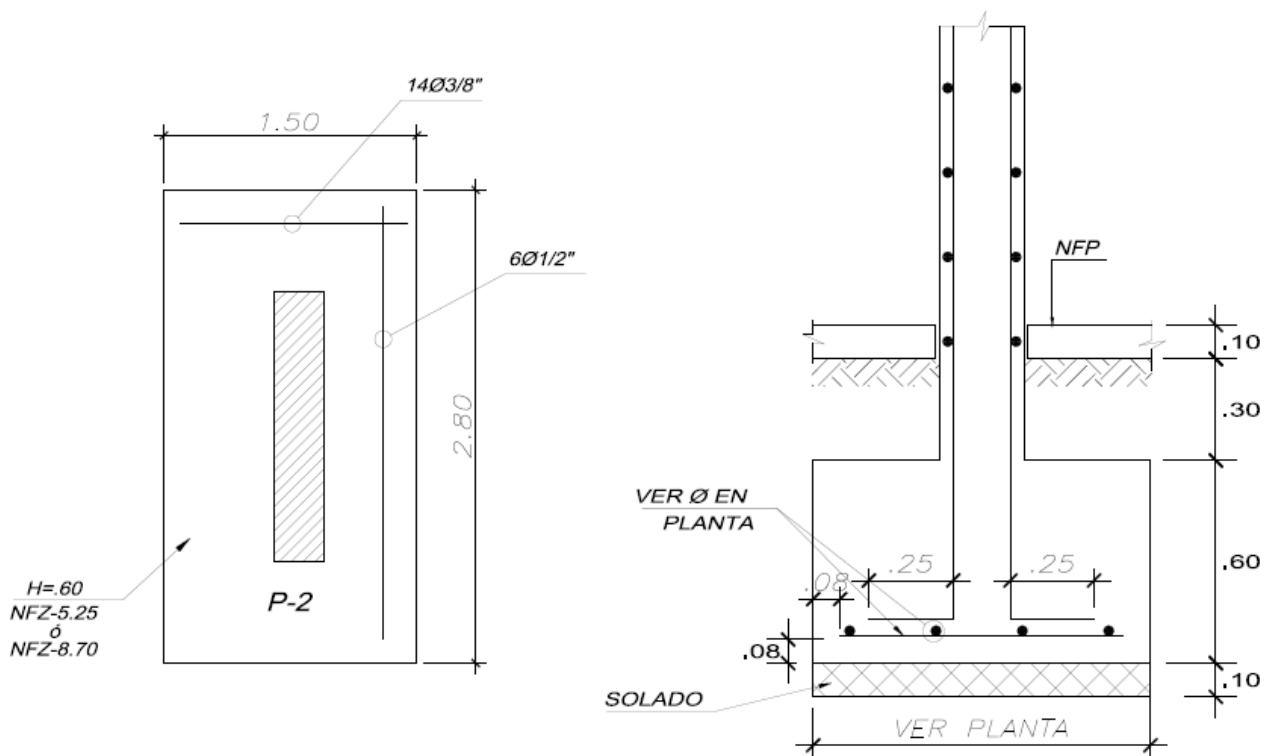
$$As = 9.85 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 3/8 " se requieren: $\frac{As}{A_{var}} = \frac{5.74}{0.71} = 14$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{L_{zap}}{\#var} = \frac{2.80}{14} = 0.20 \text{ m}$$



Detalle Zapata – 2 “Reforzamiento”

DISEÑO DE ZAPATA – 3

1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que se requiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación.

* Esfuerzo reducido

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= 0.9 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{red} &= 0.9 \times 35.30 \\ \sigma_{red} &= \mathbf{31.77 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

* Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{9.50 + 2.80}{31.77}$$

$$\mathbf{Azap = 0.40 \text{ m}^2}$$

* Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{0.65 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{1.65 \text{ m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Azap &= B \times L \\ Azap &= 0.65 \times 1.65 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{1.07 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{(Ps + Pzap + P)}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.05 \times (\frac{9.50 + 2.80 + 67.00}{1.07})) + \frac{6}{0.65} \times \frac{4.20}{2.72}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{91.88 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{63.40 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

* Como se esta considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1.30 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= 1.30 \times 35.30 \\ \sigma_{adm} &= \mathbf{45.89 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 91.88 \quad \mathbf{NO CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 63.40 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

* El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la

Considerando:

$$\begin{aligned}B &= \mathbf{1.20 \text{ m}} \\ L &= \mathbf{2.50 \text{ m}} \\ Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.20 \times 2.50 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{3.00 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ip_{max}) \times \frac{Ps + Pzap + P}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10 \times (\frac{9.50 + 2.80 + 67.00}{3.00}) + \frac{6}{1.20} \times \frac{4.20}{6.25}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{32.44 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{25.72 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}^* \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 32.44 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 25.72 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

Entonces usar zapata de:

$$\begin{aligned}B &= \mathbf{1.20 \text{ m}} \\ L &= \mathbf{2.50 \text{ m}}\end{aligned}$$

2.- DISEÑO: DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA ZAPATA Y EL REFUERZO

* Para ello se emplean cargas ultimas

$$\begin{aligned}\text{Combinación 1 :} & \quad 1.4C_m + 1.7C_v \\ \text{Combinación 2 :} & \quad 1.25(C_m + C_v) \pm C_{sismo}\end{aligned}$$

* Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times P_s + 1.7 \times P_{zap})}{A_{zap}}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times 9.5 + 1.7 \times 2.8)}{3.00}$$

$$\sigma_u = 6.69 \text{ Ton/m}^2$$

* Considerando la combinación 2

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times (P_s + P_{zap}) + P)}{A_{zap}} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times 9.5 \times 2.8 + 67)}{3.00} + \frac{6 \times 4.2}{1.20 \times 6.25}$$

$$\sigma_{u1} = 30.82 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 24.10 \text{ Ton/m}^2$$

- POR PUNZONAMIENTO

Suponiendo un peralte "d", la sección crítica a una distancia d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{50.00}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times (d/2 + b_c) + 2.00 \times (d/2 + h_c)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 1.20) + 2.00 \times (0.50 + 0.20)$$

$$b_o = 4.80 \text{ m}$$

* Cortante de diseño por punzonamiento :

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar "qu2" :

$$\frac{(q_{u2} - \sigma_{u2})}{(L_{zap} - b_c - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 24.10)}{(2.50 - 1.20 - 0.50)/2} = \frac{(30.82 - 24.10)}{2.50}$$

$$qu_2 = 25.17 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_{u1} - qu_1)}{(L_{zap} - bc - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(30.82 - qu_1)}{(2.50 - 1.20 - 0.50)/2} = \frac{(30.82 - 24.10)}{2.50}$$

$$qu_1 = 29.74 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vt", "Vi"y "Vii" :

$$- V_t = \left(\frac{\sigma_{u1} + \sigma_{u2}}{2} \right) \times Azap$$

$$V_t = \left(\frac{30.82 + 24.10}{2} \right) \times 3.00$$

$$V_t = 82.38 \text{ ton}$$

$$- V_{ii} = \left(\frac{qu_1 + qu_2}{2} \right) \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$V_{ii} = \left(\frac{29.74 + 25.17}{2} \right) \times (0.50 + 0.20) \times (0.50 + 1.20)$$

$$V_{ii} = 32.68 \text{ ton}$$

$$- V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 82.38 - 32.68$$

$$V_u = 49.70 \text{ ton}$$

* Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_c$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\text{Para: } \beta_c = \frac{bc}{hc} = \frac{1.20}{0.20}$$

$$\beta_c = 6.00$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{6.00} \right) \sqrt{210} \times 480 \times 50$$

$$V_c = 248.09 \text{ ton}$$

Verificando el limite máximo para V_c

$$\begin{aligned} V_c \text{ max} &= 1.10 \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ V_c \text{ max} &= 1.10 \sqrt{210} \times 480 \times 50 \\ V_c \text{ max} &= 382.57 \text{ ton} \end{aligned}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$V_c = 248.09 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 248.09 \\ \phi V_c &= 210.88 \text{ ton} \end{aligned}$$

Verificando:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_c \\ 49.70 &\leq 210.88 \quad \text{Cumple} \end{aligned}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $d = 0.50 \text{ m}$

Entonces: $h = 0.60 \text{ m}$

- POR CORTANTE

Con el peralte "d", la sección crítica se encuentra a una distancia "d".

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

* Cortante de diseño :

$$V_u = V_i \quad \text{o} \quad V_u = V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar "qu2" :

$$\frac{(qu_2 - \sigma_2)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 24.10)}{(2.50 - 1.20 - 1.00)/2} = \frac{(30.82 - 24.10)}{2.50}$$

$$qu_2 = 24.50 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(30.82 - qu_1)}{(2.50 - 1.20 - 1.00)/2} = \frac{(30.82 - 24.10)}{2.50}$$

$$qu_1 = 31.36 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vi"y "Vii" :

$$- Vi = \left(\frac{\sigma_1 + qu_1}{2} \right) \times \left(\frac{L_{zap} - bc - 2d}{2} \right) \times B_{zap}$$

$$Vi = \left(\frac{30.82 + 31.36}{2} \right) \times \left(\frac{2.50 - 1.20 - 1.00}{2} \right) \times 1.20$$

$$Vu = 5.60 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$- Vii = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times \left(\frac{B_{zap} - hc - 2d}{2} \right) \times L_{zap}$$

$$Vii = \left(\frac{30.82 + 24.10}{2} \right) \times \left(\frac{1.20 - 0.20 - 1.00}{2} \right) \times 2.50$$

$$Vu = 0.00 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

* Se debe cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = B = 1.20 \text{ m}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 120.00 \times 50.00$$

$$Vc = 46.08 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 46.08 \\ \phi V_c &= \mathbf{39.17 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 5.60 &\leq 39.17 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Dirección transversal

Corte resistente

$$\begin{aligned}V_c &= 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = L = 2.50 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 250.00 \times 50.00 \\ V_c &= \mathbf{96.01 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 96.01 \\ \phi V_c &= \mathbf{81.60 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 0.00 &\leq 81.60 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Finalmente con peralte $d = 50.00 \text{ cm}$ se ha verificado Corte y punzonamiento por lo tanto la altura de la zapata es $h = 60.00 \text{ cm}$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned}B &= 1.20 \text{ m} \\ L &= 2.50 \text{ m}\end{aligned}$$

- POR FLEXIÓN

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento maximo ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario previamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es qu_1 y qu_2 .

Por semejanza:

* Para hallar " qu_2 " :

$$\left(\frac{qu_1 - \sigma_2}{L_{zap} + bc} \right) / 2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L_{zap}} \right)$$

$$\left(\frac{qu1 - 24.10}{2.50 + 120} \right) = \left(\frac{30.82 - 24.10}{2.50} \right)$$

$$qu2 = 29.07 \text{ Ton/m}^2$$

$$Mu = \left[\frac{(qu2 \times (Lzap - bc) \times Bzap \times (Lzap - bc) \times (\sigma1 - qu1) \times (Lzap - bc) \times Bzap \times 2 \times (Lzap - bc))}{2 \quad 2 \quad 2 \quad 3 \quad 2} \right]$$

$$Mu = 7.66 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = B = 1.20 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 7.66 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

$$As = 4.07 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 3/8 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{4.07}{0.71} = 6$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Bzap}{\#var} = \frac{1.20}{6} = 0.20 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$Mu = \left[\frac{(\sigma1 + \sigma2)}{2} \times Lzap \times \frac{(Bzap - hc)}{2} \times \frac{(Bzap - hc)}{4} \right]$$

$$Mu = 8.58 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = L = 2.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 8.58 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

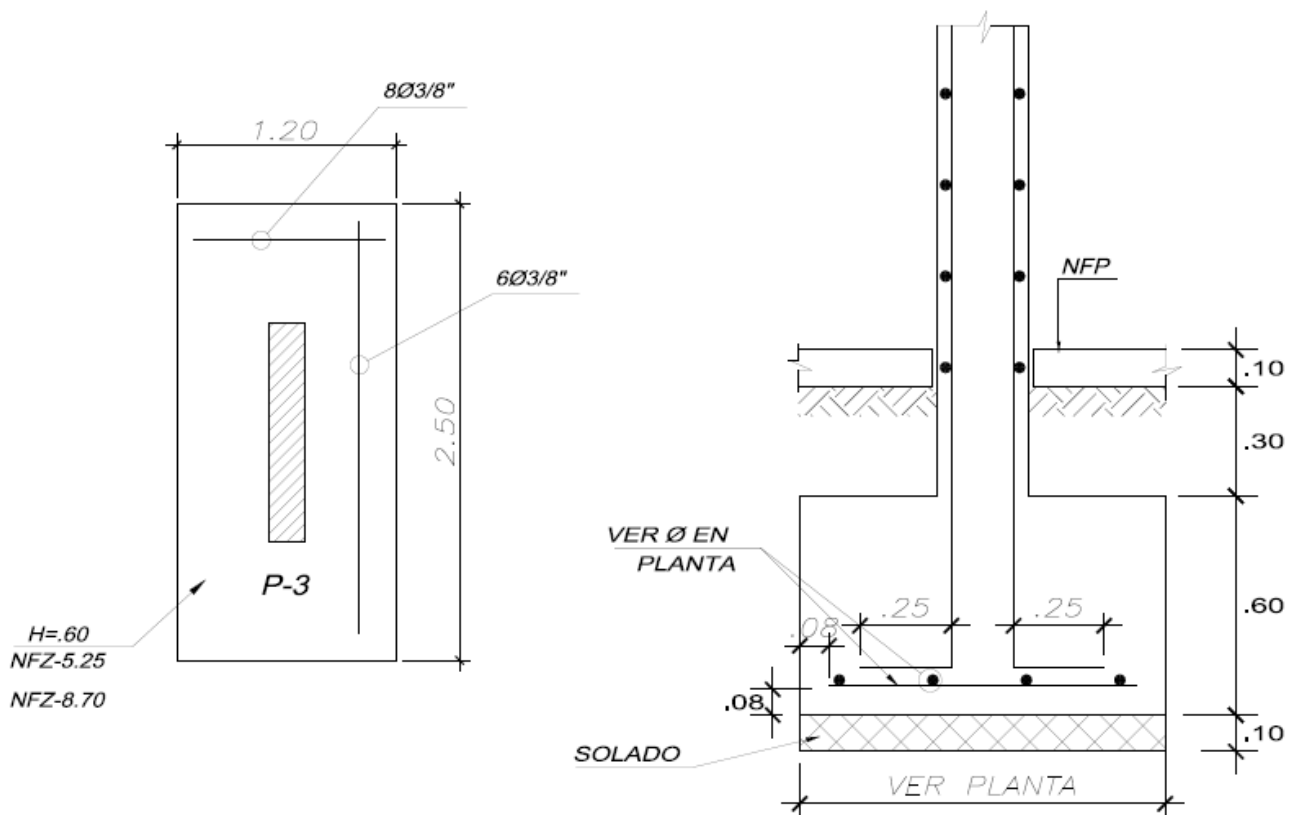
$$As = 4.56 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 3/8 " se requieren: $\frac{As}{A_{var}} = \frac{4.07}{0.71} = 8$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{L_{zap}}{\#var} = \frac{2.50}{8} = 0.31 \text{ m}$$



Detalle Zapata – 3 “Reforzamiento”

DISEÑO DE ZAPATA – 4

1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que se requiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación.

* Esfuerzo reducido

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= 0.9 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{red} &= 0.9 \times 35.30 \\ \sigma_{red} &= \mathbf{31.77 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

* Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{60.10 + 28.80}{31.77}$$

$$\mathbf{Azap = 2.95 \text{ m}^2}$$

* Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.75 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{2.90 \text{ m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.75 \times 2.90 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{5.08 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{(Ps + Pzap + P)}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.05 \times \frac{60.10 + 28.80 + 43.80}{5.08}) + \frac{6}{1.75} \times \frac{3.90}{8.41}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{29.05 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{25.87 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

* Como se esta considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1.30 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= 1.30 \times 35.30 \\ \sigma_{adm} &= \mathbf{45.89 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 29.05 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 25.87 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

* El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la

Considerando:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 2.50 \text{ m} \\ Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.50 \times 2.50 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{3.75 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ip_{max}) \times \frac{Ps + P_{zap} + P}{Azap} - \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10 \times (\frac{60.10 + 28.80 + 43.80}{3.75}) - \frac{6}{1.50} \times \frac{3.90}{6.25})$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{41.42 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{36.43 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}^* \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 41.42 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 36.43 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

Entonces usar zapata de:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 2.50 \text{ m}\end{aligned}$$

2.- DISEÑO: DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA ZAPATA Y EL REFUERZO

* Para ello se emplean cargas ultimas

$$\begin{aligned}\text{Combinación 1 :} & 1.4C_m + 1.7C_v \\ \text{Combinación 2 :} & 1.25(C_m + C_v) \pm C_{sismo}\end{aligned}$$

* Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times P_s + 1.7 \times P_{zap})}{A_{zap}}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times 60.1 + 1.7 \times 28.8)}{3.75}$$

$$\sigma_u = 38.00 \text{ Ton/m}^2$$

* Considerando la combinación 2

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times (P_s + P_{zap}) + P)}{A_{zap}} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times 60.1 \times 28.8 + 43.8)}{3.75} + \frac{6 \times 3.9}{1.50 \times 6.25}$$

$$\sigma_{u1} = 43.81 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 38.82 \text{ Ton/m}^2$$

- POR PUNZONAMIENTO

Suponiendo un peralte "d", la sección crítica a una distancia d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{50.00}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times (d/2 + b_c) + 2.00 \times (d/2 + h_c)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 1.35) + 2.00 \times (0.50 + 0.20)$$

$$b_o = 5.10 \text{ m}$$

* Cortante de diseño por punzonamiento :

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(q_{u2} - \sigma_{u2})}{(L_{zap} - b_c - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 38.82)}{(2.50 - 1.35 - 0.50)/2} = \frac{(43.81 - 38.82)}{2.50}$$

$$qu_2 = 39.47 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma u_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - d)/2} = \frac{(\sigma u_1 - \sigma u_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(43.81 - qu_1)}{(2.50 - 1.35 - 0.50)/2} = \frac{(43.81 - 38.82)}{2.50}$$

$$qu_1 = 43.16 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vt", "Vi"y "Vii" :

$$- V_t = \left(\frac{\sigma u_1 + \sigma u_2}{2} \right) \times A_{zap}$$

$$V_t = \left(\frac{43.81 + 38.82}{2} \right) \times 3.75$$

$$V_t = 154.93 \text{ ton}$$

$$- V_{ii} = \left(\frac{qu_1 + qu_2}{2} \right) \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$V_{ii} = \left(\frac{43.16 + 39.47}{2} \right) \times (0.50 + 0.20) \times (0.50 + 1.35)$$

$$V_{ii} = 53.50 \text{ ton}$$

$$- V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 154.93 - 53.50$$

$$V_u = 101.42 \text{ ton}$$

* Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_c$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\text{Para: } \beta_c = \frac{bc}{hc} = \frac{1.35}{0.20}$$

$$\beta_c = 6.75$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{6.75} \right) \sqrt{210} \times 510 \times 50$$

$$V_c = 256.07 \text{ ton}$$

Verificando el limite máximo para V_c

$$\begin{aligned} V_c \text{ max} &= 1.10 \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ V_c \text{ max} &= 1.10 \sqrt{210} \times 510 \times 50 \\ V_c \text{ max} &= 406.48 \text{ ton} \end{aligned}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$V_c = 256.07 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 256.07 \\ \phi V_c &= 217.66 \text{ ton} \end{aligned}$$

Verificando:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_c \\ 101.42 &\leq 217.66 \quad \text{Cumple} \end{aligned}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $d = 0.50 \text{ m}$

Entonces: $h = 0.60 \text{ m}$

- POR CORTANTE

Con el peralte "d", la sección crítica se encuentra a una distancia "d".

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

* Cortante de diseño :

$$V_u = V_i \quad \text{o} \quad V_u = V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(\frac{qu_2}{L_{zap}} - \frac{\sigma_2}{bc - 2d})}{2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(\frac{qu_2}{2.50} - \frac{38.82}{1.35 - 1.00})}{2} = \frac{(43.81 - 38.82)}{2.50}$$

$$qu_2 = 38.97 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\frac{\sigma_1}{L_{zap}} - \frac{qu_1}{bc - 2d})}{2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(\frac{43.81}{2.50} - \frac{qu_1}{1.35 - 1.00})}{2} = \frac{(43.81 - 38.82)}{2.50}$$

$$qu_1 = 44.51 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vi"y "Vii" :

$$- Vi = \left(\frac{\sigma_1 + qu_1}{2} \right) \times \left(\frac{L_{zap} - bc - 2d}{2} \right) \times B_{zap}$$

$$Vi = \left(\frac{43.81 + 44.51}{2} \right) \times \left(\frac{2.50 - 1.35 - 1.00}{2} \right) \times 1.50$$

$$Vu = 4.97 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$- Vii = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times \left(\frac{B_{zap} - hc - 2d}{2} \right) \times L_{zap}$$

$$Vii = \left(\frac{43.81 + 38.82}{2} \right) \times \left(\frac{1.50 - 0.20 - 1.00}{2} \right) \times 2.50$$

$$Vu = 15.49 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

* Se debe cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = B = 1.50 \text{ m}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 150.00 \times 50.00$$

$$Vc = 57.60 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 57.60 \\ \phi V_c &= \mathbf{48.96 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 4.97 &\leq 48.96 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Dirección transversal

Corte resistente

$$\begin{aligned}V_c &= 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = L = 2.50 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 250.00 \times 50.00 \\ V_c &= \mathbf{96.01 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 96.01 \\ \phi V_c &= \mathbf{81.60 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 15.49 &\leq 81.60 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Finalmente con peralte $d = 50.00 \text{ cm}$ se ha verificado Corte y punzonamiento por lo tanto la altura de la zapata es $h = 60.00 \text{ cm}$
Por lo tanto:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 2.50 \text{ m}\end{aligned}$$

- POR FLEXIÓN

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento maximo ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario previamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es q_{u1} y q_{u2} .

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\left(\frac{q_{u1} - \sigma_{u2}}{L_{zap} + bc} \right) / 2 = \left(\frac{\sigma_{u1} - \sigma_{u2}}{L_{zap}} \right)$$

$$\left(\frac{qu1 - 38.82}{2.50 + 135} \right) = \left(\frac{43.81 - 38.82}{2.50} \right)$$

$$qu2 = 42.66 \text{ Ton/m}^2$$

$$Mu = \left[\frac{(qu2 \times (Lzap - bc) \times Bzap \times (Lzap - bc) \times (\sigma u1 - qu1) \times (Lzap - bc) \times Bzap \times 2 \times (Lzap - bc))}{2 \quad 2 \quad 2 \quad 3 \quad 2} \right]$$

$$Mu = 10.77 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = B = 1.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 10.77 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

$$As = 5.73 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 1/2 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{5.73}{1.27} = 6$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Bzap}{\#var} = \frac{1.50}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$Mu = \left[\left(\frac{\sigma u1 + \sigma u2}{2} \right) \times Lzap \times \left(\frac{Bzap - hc}{2} \right) \times \left(\frac{Bzap - hc}{4} \right) \right]$$

$$Mu = 21.82 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = L = 2.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 21.82 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

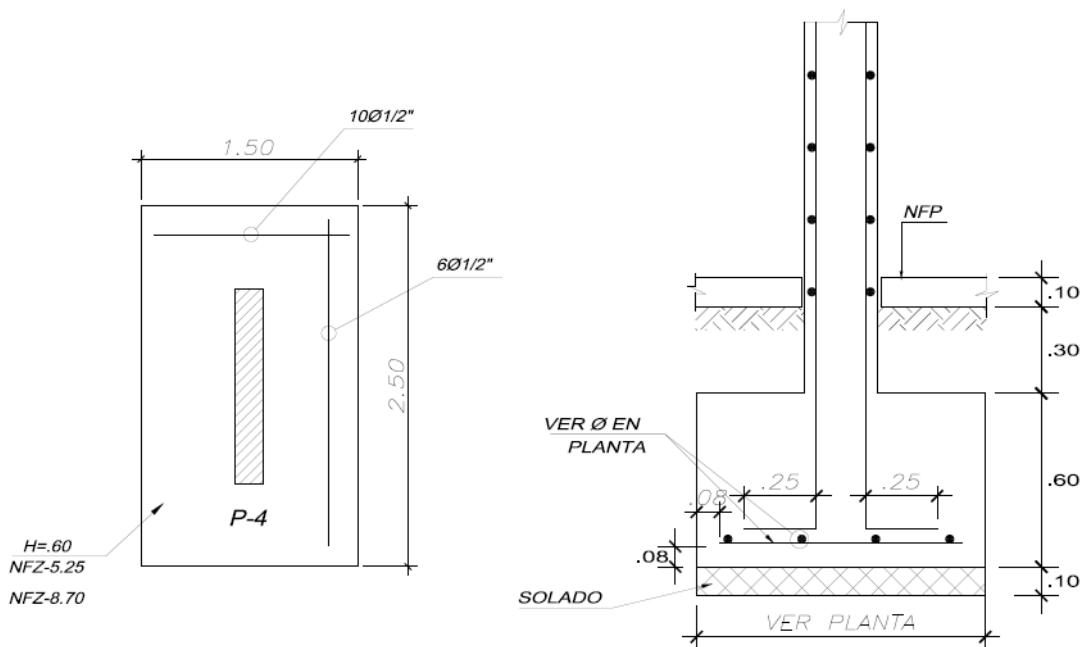
$$As = 11.67 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 1/2 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{5.73}{1.27} = 10$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Lzap}{\#var} = \frac{2.50}{10} = 0.25 \text{ m}$$



Detalle Zapata – 4 “Reforzamiento”

DISEÑO DE ZAPATA – 5

1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que se requiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación.

* Esfuerzo reducido

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= 0.9 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{red} &= 0.9 \times 35.30 \\ \sigma_{red} &= \mathbf{31.77 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

* Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{21.00 + 9.70}{31.77}$$

$$\mathbf{Azap = 1.00 \text{ m}^2}$$

* Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.00 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{2.00 \text{ m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.00 \times 2.00 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{2.00 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{(Ps + Pzap + P)}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.05 \times \frac{21.00 + 9.70 + 34.20}{2.00}) + \frac{6}{1.00} \times \frac{5.00}{4.00}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{41.57 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{26.57 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

* Como se esta considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1.30 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= 1.30 \times 35.30 \\ \sigma_{adm} &= \mathbf{45.89 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 41.57 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 26.57 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

* El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la

Considerando:

$$\begin{aligned}B &= \mathbf{2.00 \text{ m}} \\ L &= \mathbf{2.40 \text{ m}} \\ Azap &= B \times L \\ Azap &= 2.00 \times 2.40 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{4.80 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ip_{max}) \times \frac{Ps + P_{zap} + P}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10 \times (\frac{21.00 + 9.70 + 34.20}{4.80}) + \frac{6}{2.00} \times \frac{5.00}{5.76}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{17.48 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{12.27 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}^* \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 17.48 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 12.27 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

Entonces usar zapata de:

$$\begin{aligned}B &= \mathbf{2.00 \text{ m}} \\ L &= \mathbf{2.40 \text{ m}}\end{aligned}$$

2.- DISEÑO: DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA ZAPATA Y EL REFUERZO

* Para ello se emplean cargas ultimas

$$\begin{aligned}\text{Combinación 1 :} & \quad 1.4C_m + 1.7C_v \\ \text{Combinación 2 :} & \quad 1.25(C_m + C_v) \pm C_{sismo}\end{aligned}$$

* Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times P_s + 1.7 \times P_{zap})}{A_{zap}}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times 21 + 1.7 \times 9.7)}{4.80}$$

$$\sigma_u = 10.27 \text{ Ton/m}^2$$

* Considerando la combinación 2

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times (P_s + P_{zap}) + P)}{A_{zap}} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times 21 \times 9.7 + 34.2)}{4.80} + \frac{6 \times 5}{2.00 \times 5.76}$$

$$\sigma_{u1} = 17.72 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 12.52 \text{ Ton/m}^2$$

- POR PUNZONAMIENTO

Suponiendo un peralte "d", la sección crítica a una distancia d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{50.00}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times (d/2 + b_c) + 2.00 \times (d/2 + h_c)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 1.25) + 2.00 \times (0.50 + 0.25)$$

$$b_o = 5.00 \text{ m}$$

* Cortante de diseño por punzonamiento :

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(q_{u2} - \sigma_{u2})}{(L_{zap} - b_c - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 12.52)}{(2.40 - 1.25 - 0.50)/2} = \frac{(17.72 - 12.52)}{2.40}$$

$$qu_2 = 13.22 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(17.72 - qu_1)}{(2.40 - 1.25 - 0.50)/2} = \frac{(17.72 - 12.52)}{2.40}$$

$$qu_1 = 17.02 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vt", "Vi"y "Vii" :

$$- V_t = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times A_{zap}$$

$$V_t = \left(\frac{17.72 + 12.52}{2} \right) \times 4.80$$

$$V_t = 72.58 \text{ ton}$$

$$- V_{ii} = \left(\frac{qu_1 + qu_2}{2} \right) \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$V_{ii} = \left(\frac{17.02 + 13.22}{2} \right) \times (0.50 + 0.25) \times (0.50 + 1.25)$$

$$V_{ii} = 19.84 \text{ ton}$$

$$- V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 72.58 - 19.84$$

$$V_u = 52.73 \text{ ton}$$

* Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_c$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\text{Para: } \beta_c = \frac{bc}{hc} = \frac{1.25}{0.25}$$

$$\beta_c = 5.00$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{5.00} \right) \sqrt{210} \times 500 \times 50$$

$$\mathbf{V_c = 271.71 \text{ ton}}$$

Verificando el límite máximo para V_c

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{210} \times 500 \times 50$$

$$\mathbf{V_c \text{ max} = 398.51 \text{ ton}}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$\mathbf{V_c = 271.71 \text{ ton}}$$

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 271.71$$

$$\mathbf{\phi V_c = 230.96 \text{ ton}}$$

Verificando:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$52.73 \leq 230.96 \quad \mathbf{\text{Cumple}}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $\mathbf{d = 0.50 \text{ m}}$

Entonces: $\mathbf{h = 0.60 \text{ m}}$

- POR CORTANTE

Con el peralte "d", la sección crítica se encuentra a una distancia "d".

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

* Cortante de diseño :

$$V_u = V_i \quad \text{o} \quad V_u = V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(\frac{qu_2}{L_{zap}} - \frac{bc}{2d} \cdot \frac{\sigma_2}{2})}{2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(\frac{qu_2}{2.40} - \frac{1.25}{1.00} \cdot \frac{12.52}{2})}{2} = \frac{(17.72 - 12.52)}{2.40}$$

$$qu_2 = 12.68 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\frac{\sigma_1}{L_{zap}} - \frac{bc}{2d} \cdot \frac{qu_1}{2})}{2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(\frac{17.72}{2.40} - \frac{1.25}{1.00} \cdot \frac{qu_1}{2})}{2} = \frac{(17.72 - 12.52)}{2.40}$$

$$qu_1 = 18.38 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vi"y "Vii" :

$$- Vi = \left(\frac{\sigma_1 + qu_1}{2} \right) \times \left(\frac{L_{zap} - bc - 2d}{2} \right) \times B_{zap}$$

$$Vi = \left(\frac{17.72 + 18.38}{2} \right) \times \left(\frac{2.40 - 1.25 - 1.00}{2} \right) \times 2.00$$

$$Vu = 2.71 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$- Vii = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times \left(\frac{B_{zap} - hc - 2d}{2} \right) \times L_{zap}$$

$$Vii = \left(\frac{17.72 + 12.52}{2} \right) \times \left(\frac{2.00 - 0.25 - 1.00}{2} \right) \times 2.40$$

$$Vu = 13.61 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

* Se debe cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = B = 2.00 \text{ m}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 200.00 \times 50.00$$

$$Vc = 76.80 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 76.80 \\ \phi V_c &= \mathbf{65.28 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 2.71 &\leq 65.28 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Dirección transversal

Corte resistente

$$\begin{aligned}V_c &= 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = L = 2.40 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 240.00 \times 50.00 \\ V_c &= \mathbf{92.17 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 92.17 \\ \phi V_c &= \mathbf{78.34 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 13.61 &\leq 78.34 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Finalmente con peralte $d = 50.00 \text{ cm}$ se ha verificado Corte y punzonamiento por lo tanto la altura de la zapata es $h = 60.00 \text{ cm}$
Por lo tanto:

$$\begin{aligned}B &= 2.00 \text{ m} \\ L &= 2.40 \text{ m}\end{aligned}$$

- POR FLEXIÓN

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento maximo ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario previamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es qu_1 y qu_2 .

Por semejanza:

* Para hallar " qu_2 " :

$$\left(\frac{qu_1 - \sigma_2}{L_{zap} + bc} \right) / 2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L_{zap}} \right)$$

$$\left(\frac{qu1 - 12.52}{2.40 + 125} \right) = \left(\frac{17.72 - 12.52}{2.40} \right)$$

$$qu2 = 16.48 \text{ Ton/m}^2$$

$$Mu = \left[(qu2 \times (Lzap - bc) \times Bzap \times \frac{(Lzap - bc)}{2} \times (\sigma1 - qu1) \times \frac{(Lzap - bc)}{2} \times Bzap \times 2 \times \frac{(Lzap - bc)}{2}) \right]$$

$$Mu = 5.72 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = B = 2.00 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 5.72 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

$$As = 3.04 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 3/8 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{3.04}{0.71} = 6$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Bzap}{\#var} = \frac{2.00}{6} = 0.33 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$Mu = \left[\left(\frac{\sigma1 + \sigma2}{2} \right) \times Lzap \times \left(\frac{Bzap - hc}{2} \right) \times \left(\frac{Bzap - hc}{4} \right) \right]$$

$$Mu = 13.89 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = L = 2.40 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 13.89 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{Asf_y}{0.85f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

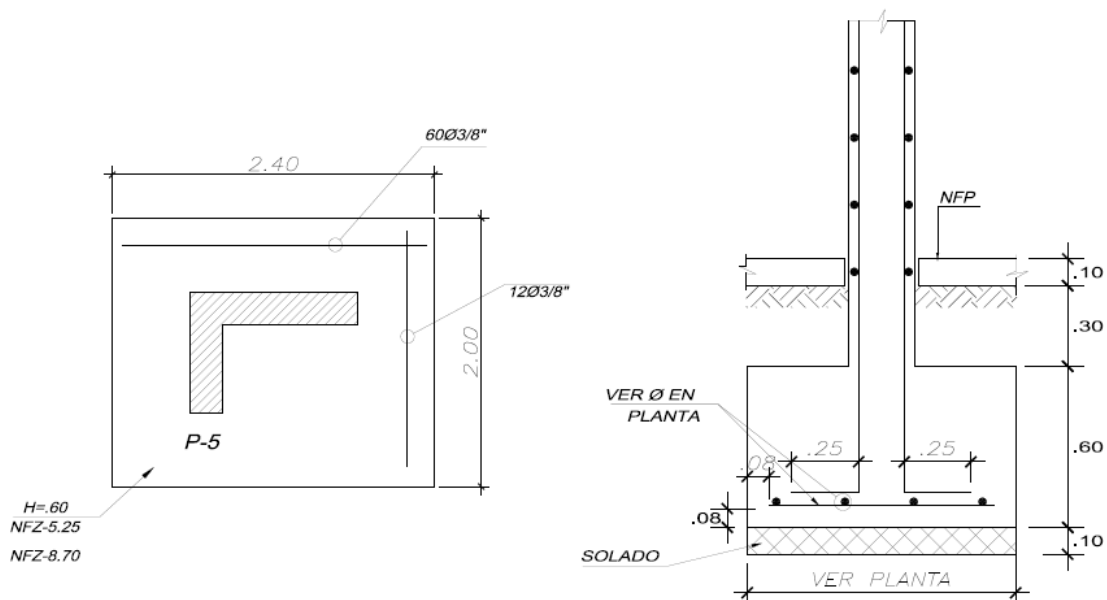
$$As = 7.40 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 3/8 " se requieren: $\frac{As}{A_{var}} = \frac{3.04}{0.71} = 12$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{L_{zap}}{\#var} = \frac{2.40}{12} = 0.20 \text{ m}$$



Detalle Zapata – 5 “Reforzamiento”

DISEÑO DE ZAPATA – 6

1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que se requiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación.

* Esfuerzo reducido

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= 0.9 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{red} &= 0.9 \times 35.30 \\ \sigma_{red} &= \mathbf{31.77 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

* Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{22.20 + 16.50}{31.77}$$

$$\mathbf{Azap = 1.30 \text{ m}^2}$$

* Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.15 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{2.40 \text{ m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.15 \times 2.40 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{2.76 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{(Ps + Pzap + P)}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.05 \times \frac{22.20 + 16.50 + 44.60}{2.76}) + \frac{6}{1.15} \times \frac{5.00}{5.76}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{36.22 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{27.16 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

* Como se esta considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1.30 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= 1.30 \times 35.30 \\ \sigma_{adm} &= \mathbf{45.89 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 36.22 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 27.16 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

* El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la

Considerando:

$$\begin{aligned}B &= \mathbf{1.50 \text{ m}} \\ L &= \mathbf{2.50 \text{ m}} \\ Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.50 \times 2.50 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{3.75 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ip_{max}) \times \frac{Ps + P_{zap} + P}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10 \times (\frac{22.20 + 16.50 + 44.60}{3.75}) + \frac{6}{1.50} \times \frac{5.00}{6.25}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{27.63 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{21.23 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}^* \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 27.63 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 21.23 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

Entonces usar zapata de:

$$\begin{aligned}B &= \mathbf{1.50 \text{ m}} \\ L &= \mathbf{2.50 \text{ m}}\end{aligned}$$

2.- DISEÑO: DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA ZAPATA Y EL REFUERZO

* Para ello se emplean cargas ultimas

$$\begin{aligned}\text{Combinación 1 :} & \quad 1.4C_m + 1.7C_v \\ \text{Combinación 2 :} & \quad 1.25(C_m + C_v) \pm C_{sismo}\end{aligned}$$

* Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times P_s + 1.7 \times P_{zap})}{A_{zap}}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times 22.2 + 1.7 \times 16.5)}{3.75}$$

$$\sigma_u = 16.22 \text{ Ton/m}^2$$

* Considerando la combinación 2

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times (P_s + P_{zap}) + P)}{A_{zap}} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times 22.2 \times 16.5 + 44.6)}{3.75} + \frac{6 \times 5}{1.50 \times 6.25}$$

$$\sigma_{u1} = 27.99 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 21.59 \text{ Ton/m}^2$$

- POR PUNZONAMIENTO

Suponiendo un peralte "d", la sección crítica a una distancia d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{50.00}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times (d/2 + b_c) + 2.00 \times (d/2 + h_c)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 1.50) + 2.00 \times (0.50 + 0.25)$$

$$b_o = 5.50 \text{ m}$$

* Cortante de diseño por punzonamiento :

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que qu1 y qu2,

Por semejanza:

* Para hallar "qu2" :

$$\frac{(qu_2 - \sigma_{u2})}{(L_{zap} - b_c - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 21.59)}{(2.50 - 1.50 - 0.50)/2} = \frac{(27.99 - 21.59)}{2.50}$$

$$qu_2 = 22.23 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_{u1} - qu_1)}{(L_{zap} - bc - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(27.99 - qu_1)}{(2.50 - 1.50 - 0.50)/2} = \frac{(27.99 - 21.59)}{2.50}$$

$$qu_1 = 27.35 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vt", "Vi"y "Vii" :

$$- V_t = \left(\frac{\sigma_{u1} + \sigma_{u2}}{2} \right) \times Azap$$

$$V_t = \left(\frac{27.99 + 21.59}{2} \right) \times 3.75$$

$$V_t = 92.98 \text{ ton}$$

$$- V_{ii} = \left(\frac{qu_1 + qu_2}{2} \right) \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$V_{ii} = \left(\frac{27.35 + 22.23}{2} \right) \times (0.50 + 0.25) \times (0.50 + 1.50)$$

$$V_{ii} = 37.19 \text{ ton}$$

$$- V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 92.98 - 37.19$$

$$V_u = 55.79 \text{ ton}$$

* Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_c$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\text{Para: } \beta_c = \frac{bc}{hc} = \frac{1.50}{0.25}$$

$$\beta_c = 6.00$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{6.00} \right) \sqrt{210} \times 550 \times 50$$

$$V_c = 284.27 \text{ ton}$$

Verificando el limite máximo para V_c

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{210} \times 550 \times 50$$

$$V_c \text{ max} = 438.36 \text{ ton}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$V_c = 284.27 \text{ ton}$$

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 284.27$$

$$\phi V_c = 241.63 \text{ ton}$$

Verificando:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$55.79 \leq 241.63 \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $d = 0.50 \text{ m}$

Entonces: $h = 0.60 \text{ m}$

- POR CORTANTE

Con el peralte "d", la sección crítica se encuentra a una distancia "d".

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

* Cortante de diseño :

$$V_u = V_i \quad \text{o} \quad V_u = V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(qu_2 - 21.59)}{(2.50 - 1.50 - 1.00)/2} = \frac{(27.99 - 21.59)}{2.50}$$

$$qu_2 = 21.59 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(27.99 - qu_1)}{(2.50 - 1.50 - 1.00)/2} = \frac{(27.99 - 21.59)}{2.50}$$

$$qu_1 = 29.27 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vi"y "Vii" :

$$- Vi = \left(\frac{\sigma_1 + qu_1}{2} \right) \times \frac{(L_{zap} - bc - 2d)}{2} \times B_{zap}$$

$$Vi = \left(\frac{27.99 + 29.27}{2} \right) \times \frac{(2.50 - 1.50 - 1.00)}{2} \times 1.50$$

$$Vu = 0.00 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$- Vii = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times \frac{(B_{zap} - hc - 2d)}{2} \times L_{zap}$$

$$Vii = \left(\frac{27.99 + 21.59}{2} \right) \times \frac{(1.50 - 0.25 - 1.00)}{2} \times 2.50$$

$$Vu = 7.75 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

* Se debe cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = B = 1.50 \text{ m}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 150.00 \times 50.00$$

$$Vc = 57.60 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 57.60 \\ \phi V_c &= \mathbf{48.96 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 0.00 &\leq 48.96 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Dirección transversal

Corte resistente

$$\begin{aligned}V_c &= 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = L = 2.50 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 250.00 \times 50.00 \\ V_c &= \mathbf{96.01 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 96.01 \\ \phi V_c &= \mathbf{81.60 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 7.75 &\leq 81.60 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Finalmente con peralte $d = 50.00 \text{ cm}$ se ha verificado Corte y punzonamiento por lo tanto la altura de la zapata es $h = 60.00 \text{ cm}$
Por lo tanto:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 2.50 \text{ m}\end{aligned}$$

- POR FLEXIÓN

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento maximo ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario previamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es qu_1 y qu_2 .

Por semejanza:

* Para hallar " qu_2 " :

$$\left(\frac{qu_1 - \sigma_2}{L_{zap} + bc} \right) / 2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L_{zap}} \right)$$

$$\left(\frac{qu1 - 21.59}{2.50 + 150} \right) / 2 = \left(\frac{27.99 - 21.59}{2.50} \right)$$

$$qu2 = 26.71 \text{ Ton/m}^2$$

$$Mu = \left[(qu2 \times (Lzap - bc) \times Bzap \times (Lzap - bc) \times (\sigma u1 - qu1) \times (Lzap - bc) \times Bzap \times 2 \times (Lzap - bc)) \right]$$

$$Mu = 5.17 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = B = 1.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 5.17 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

$$As = 2.74 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 1/2 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{2.74}{1.27} = 4$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Bzap}{\#var} = \frac{1.50}{4} = 0.37 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$Mu = \left[\left(\frac{\sigma u1 + \sigma u2}{2} \right) \times Lzap \times \left(\frac{Bzap - hc}{2} \right) \times \left(\frac{Bzap - hc}{4} \right) \right]$$

$$Mu = 12.11 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = L = 2.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 12.11 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

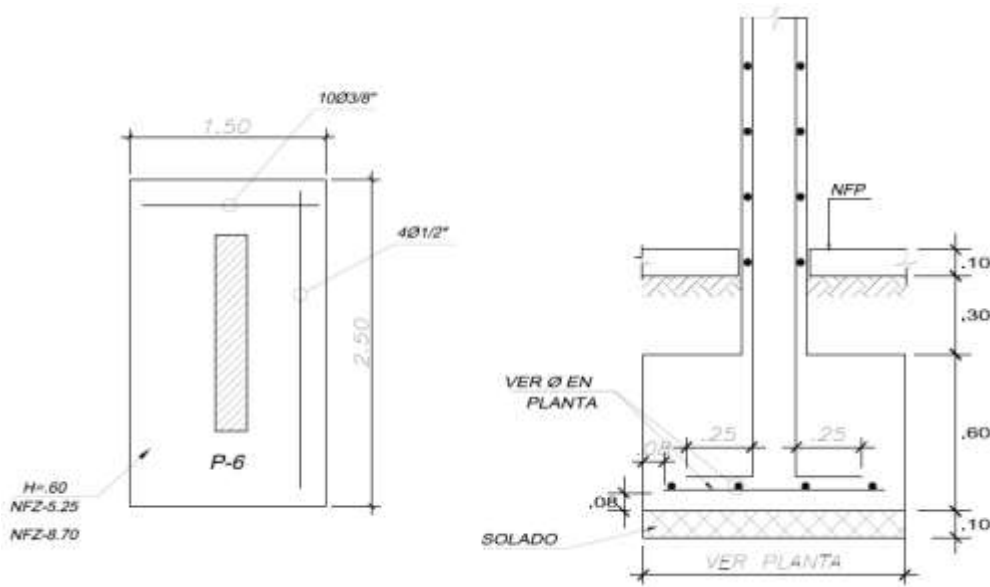
$$As = 6.44 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 3/8 " se requieren: $\frac{As}{A_{var}} = \frac{2.74}{0.71} = 10$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{L_{zap}}{\#var} = \frac{2.50}{10} = 0.25 \text{ m}$$



Detalle Zapata – 6 “Reforzamiento”

DISEÑO DE ZAPATA – 7

1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que se requiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación.

* Esfuerzo reducido

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= 0.9 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{red} &= 0.9 \times 35.30 \\ \sigma_{red} &= \mathbf{31.77 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

* Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{34.00 + 22.30}{31.77}$$

$$\mathbf{Azap = 1.85 \text{ m}^2}$$

* Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.40 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{3.70 \text{ m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.40 \times 3.70 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{5.18 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{(Ps + Pzap + P)}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.05 \times \frac{(34.00 + 22.30 + 86.00)}{5.18}) + \frac{6}{1.40} \times \frac{10.00}{13.69}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{31.98 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{25.71 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

* Como se esta considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1.30 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= 1.30 \times 35.30 \\ \sigma_{adm} &= \mathbf{45.89 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 31.98 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 25.71 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

* El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la

Considerando:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.50 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{3.50 \text{ m}} \\ \text{Azap} &= B \times L \\ \text{Azap} &= 1.50 \times 3.50 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{5.25 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ip_{max}) \times \frac{Ps + P_{zap} + P}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10 \times (\frac{34.00 + 22.30 + 86.00}{5.25}) + \frac{6}{1.50} \times \frac{10.00}{12.25}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{33.08 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{26.55 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}^* \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 33.08 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 26.55 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

Entonces usar zapata de:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{1.50 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{3.50 \text{ m}}\end{aligned}$$

2.- DISEÑO: DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA ZAPATA Y EL REFUERZO

* Para ello se emplean cargas ultimas

$$\begin{aligned}\text{Combinación 1 :} & \quad 1.4C_m + 1.7C_v \\ \text{Combinación 2 :} & \quad 1.25(C_m + C_v) \pm C_{sismo}\end{aligned}$$

* Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times P_s + 1.7 \times P_{zap})}{A_{zap}}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times 34 + 1.7 \times 22.3)}{5.25}$$

$$\sigma_u = 16.96 \text{ Ton/m}^2$$

* Considerando la combinación 2

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times (P_s + P_{zap}) + P)}{A_{zap}} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times 34 \times 22.3 + 86)}{5.25} + \frac{6 \times 10}{1.50 \times 12.25}$$

$$\sigma_{u1} = 33.05 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 26.52 \text{ Ton/m}^2$$

- POR PUNZONAMIENTO

Suponiendo un peralte "d", la sección crítica a una distancia d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{50.00}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times (d/2 + b_c) + 2.00 \times (d/2 + h_c)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 2.50) + 2.00 \times (0.50 + 0.20)$$

$$b_o = 7.40 \text{ m}$$

* Cortante de diseño por punzonamiento :

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(q_{u2} - \sigma_{u2})}{(L_{zap} - b_c - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 26.52)}{(3.50 - 2.50 - 0.50)/2} = \frac{(33.05 - 26.52)}{3.50}$$

$$qu_2 = 26.99 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_{u1} - qu_1)}{(L_{zap} - bc - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(33.05 - qu_1)}{(3.50 - 2.50 - 0.50)/2} = \frac{(33.05 - 26.52)}{3.50}$$

$$qu_1 = 32.58 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vt", "Vi"y "Vii" :

$$- V_t = \left(\frac{\sigma_{u1} + \sigma_{u2}}{2} \right) \times A_{zap}$$

$$V_t = \left(\frac{33.05 + 26.52}{2} \right) \times 5.25$$

$$V_t = 156.38 \text{ ton}$$

$$- V_{ii} = \left(\frac{qu_1 + qu_2}{2} \right) \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$V_{ii} = \left(\frac{32.58 + 26.99}{2} \right) \times (0.50 + 0.20) \times (0.50 + 2.50)$$

$$V_{ii} = 62.55 \text{ ton}$$

$$- V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 156.38 - 62.55$$

$$V_u = 93.83 \text{ ton}$$

* Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_c$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\text{Para: } \beta_c = \frac{bc}{hc} = \frac{2.50}{0.20}$$

$$\beta_c = 12.50$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{12.50} \right) \sqrt{210} \times 740 \times 50$$

$$V_c = 331.36 \text{ ton}$$

Verificando el limite máximo para V_c

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{210} \times 740 \times 50$$

$$V_c \text{ max} = 589.80 \text{ ton}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$V_c = 331.36 \text{ ton}$$

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 331.36$$

$$\phi V_c = 281.66 \text{ ton}$$

Verificando:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$93.83 \leq 281.66 \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $d = 0.50 \text{ m}$

Entonces: $h = 0.60 \text{ m}$

- POR CORTANTE

Con el peralte "d", la sección crítica se encuentra a una distancia "d".

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

* Cortante de diseño :

$$V_u = V_i \quad \text{o} \quad V_u = V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(qu_2 - 26.52)}{(3.50 - 2.50 - 1.00)/2} = \frac{(33.05 - 26.52)}{3.50}$$

$$qu_2 = 26.52 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(33.05 - qu_1)}{(3.50 - 2.50 - 1.00)/2} = \frac{(33.05 - 26.52)}{3.50}$$

$$qu_1 = 34.92 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vi"y "Vii" :

$$- Vi = \left(\frac{\sigma_1 + qu_1}{2} \right) \times \frac{(L_{zap} - bc - 2d)}{2} \times B_{zap}$$

$$Vi = \left(\frac{33.05 + 34.92}{2} \right) \times \frac{(3.50 - 2.50 - 1.00)}{2} \times 1.50$$

$$Vu = 0.00 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$- Vii = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times \frac{(B_{zap} - hc - 2d)}{2} \times L_{zap}$$

$$Vii = \left(\frac{33.05 + 26.52}{2} \right) \times \frac{(1.50 - 0.20 - 1.00)}{2} \times 3.50$$

$$Vu = 15.64 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

* Se debe cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = B = 1.50 \text{ m}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 150.00 \times 50.00$$

$$Vc = 57.60 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 57.60 \\ \phi V_c &= \mathbf{48.96 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 0.00 &\leq 48.96 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Dirección transversal

Corte resistente

$$\begin{aligned}V_c &= 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = L = 3.50 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 350.00 \times 50.00 \\ V_c &= \mathbf{134.41 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 134.41 \\ \phi V_c &= \mathbf{114.25 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 15.64 &\leq 114.25 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Finalmente con peralte $d = 50.00 \text{ cm}$ se ha verificado Corte y punzonamiento por lo tanto la altura de la zapata es $h = 60.00 \text{ cm}$
Por lo tanto:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 3.50 \text{ m}\end{aligned}$$

- POR FLEXIÓN

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento maximo ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario previamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es qu_1 y qu_2 .

Por semejanza:

* Para hallar " qu_2 " :

$$\left(\frac{qu_1}{L_{zap}} - \frac{\sigma_2}{bc} \right) / 2 = \left(\frac{\sigma_1}{L_{zap}} - \frac{\sigma_2}{bc} \right)$$

$$\left(\frac{qu1 - 26.52}{3.50 + 250} \right) = \left(\frac{33.05 - 26.52}{3.50} \right)$$

$$qu2 = 32.12 \text{ Ton/m}^2$$

$$Mu = \left[(qu2 \times (Lzap - bc) \times Bzap \times (Lzap - bc) \times (\sigma1 - qu1) \times (Lzap - bc) \times Bzap \times 2 \times (Lzap - bc)) \right]$$

$$Mu = 6.14 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = B = 1.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 6.14 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

$$As = 3.26 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando $\phi \quad 3/8 \text{ ''}$ se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{3.26}{0.71} = 6 \text{ varillas}$

Espaciamiento:

$$S = \frac{Bzap}{\#var} = \frac{1.50}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$Mu = \left[\left(\frac{\sigma1 + \sigma2}{2} \right) \times Lzap \times \left(\frac{Bzap - hc}{2} \right) \times \left(\frac{Bzap - hc}{4} \right) \right]$$

$$Mu = 22.02 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = L = 3.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 22.02 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

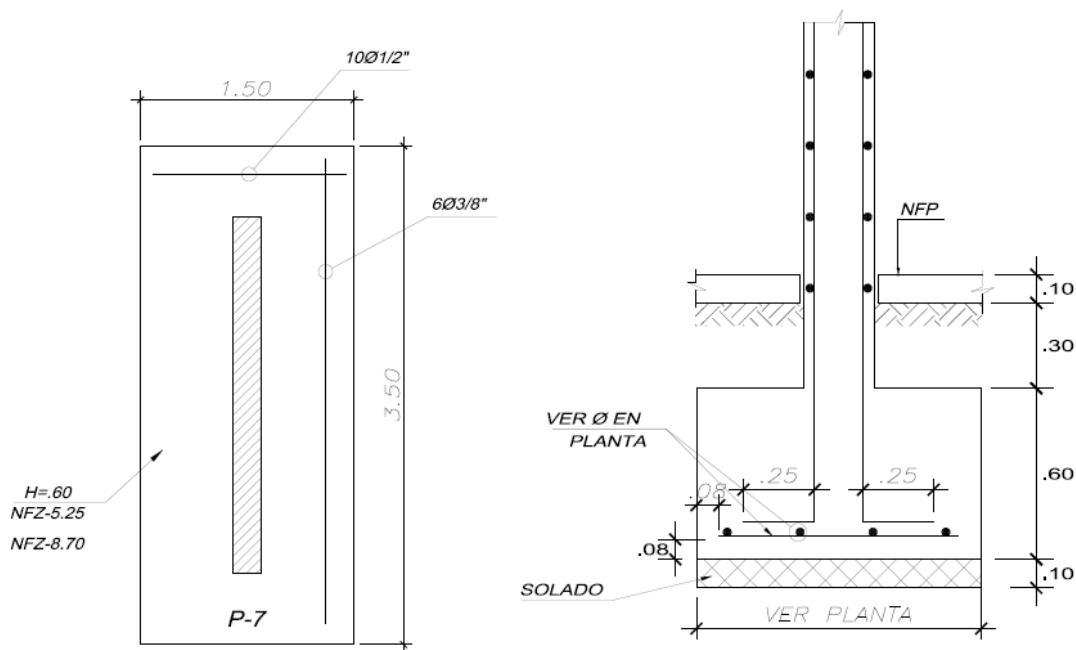
$$As = 11.75 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 1/2 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{3.26}{1.27} = 10$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Lzap}{\#var} = \frac{3.50}{10} = 0.35 \text{ m}$$



Detalle Zapata – 7 “Reforzamiento”

DISEÑO DE ZAPATA – 8

1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que se requiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación.

* Esfuerzo reducido

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= 0.9 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{red} &= 0.9 \times 35.30 \\ \sigma_{red} &= \mathbf{31.77 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

* Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{41.70 + 23.60}{31.77}$$

$$\mathbf{Azap = 2.15 \text{ m}^2}$$

* Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\mathbf{B = 1.50 \text{ m}}$$

$$\mathbf{L = 3.35 \text{ m}}$$

$$Azap = B \times L$$

$$Azap = 1.50 \times 3.35$$

$$\mathbf{Azap = 5.03 \text{ m}^2}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{(Ps + Pzap + P)}{Azap} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.05 \times \frac{41.70 + 23.60 + 56.20}{5.03}) + \frac{6 \times 10.00}{1.50 \times 11.22}$$

$$\mathbf{\sigma_{max} = 28.95 \text{ Ton/m}^2}$$

$$\mathbf{\sigma_{min} = 21.82 \text{ Ton/m}^2}$$

* Como se esta considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1.30 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= 1.30 \times 35.30 \\ \sigma_{adm} &= \mathbf{45.89 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 28.95 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 21.82 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

* El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la

Considerando:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 3.00 \text{ m} \\ Azap &= B \times L \\ Azap &= 1.50 \times 3.00 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{4.50 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \gamma_{ipmax}) \times \frac{Ps + Pzap + P}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10 \times (\frac{41.70 + 23.60 + 56.20}{4.50}) + \frac{6}{1.50} \times \frac{10.00}{9.00})$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{34.14 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{25.26 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}^* \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 34.14 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 25.26 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

Entonces usar zapata de:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 3.00 \text{ m}\end{aligned}$$

2.- DISEÑO: DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA ZAPATA Y EL REFUERZO

* Para ello se emplean cargas ultimas

$$\begin{aligned}\text{Combinación 1 :} & 1.4C_m + 1.7C_v \\ \text{Combinación 2 :} & 1.25(C_m + C_v) \pm C_{sismo}\end{aligned}$$

* Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times P_s + 1.7 \times P_{zap})}{A_{zap}}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times 41.7 + 1.7 \times 23.6)}{4.50}$$

$$\sigma_u = 23.10 \text{ Ton/m}^2$$

* Considerando la combinación 2

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times (P_s + P_{zap}) + P)}{A_{zap}} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times 41.7 \times 23.6 + 56.2)}{4.50} + \frac{6 \times 10}{1.50 \times 9.00}$$

$$\sigma_{u1} = 35.07 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 26.18 \text{ Ton/m}^2$$

- POR PUNZONAMIENTO

Suponiendo un peralte "d", la sección crítica a una distancia d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{50.00}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times (d/2 + b_c) + 2.00 \times (d/2 + h_c)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 2.05) + 2.00 \times (0.50 + 0.20)$$

$$b_o = 6.50 \text{ m}$$

* Cortante de diseño por punzonamiento :

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(q_{u2} - \sigma_{u2})}{(L_{zap} - b_c - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 26.18)}{(3.00 - 2.05 - 0.50)/2} = \frac{(35.07 - 26.18)}{3.00}$$

$$qu_2 = 26.85 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(35.07 - qu_1)}{(3.00 - 2.05 - 0.50)/2} = \frac{(35.07 - 26.18)}{3.00}$$

$$qu_1 = 34.41 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vt", "Vi"y "Vii" :

$$- V_t = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times A_{zap}$$

$$V_t = \left(\frac{35.07 + 26.18}{2} \right) \times 4.50$$

$$V_t = 137.83 \text{ ton}$$

$$- V_{ii} = \left(\frac{qu_1 + qu_2}{2} \right) \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$V_{ii} = \left(\frac{34.41 + 26.85}{2} \right) \times (0.50 + 0.20) \times (0.50 + 2.05)$$

$$V_{ii} = 54.67 \text{ ton}$$

$$- V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 137.83 - 54.67$$

$$V_u = 83.15 \text{ ton}$$

* Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_c$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\text{Para: } \beta_c = \frac{bc}{hc} = \frac{2.05}{0.20}$$

$$\beta_c = 10.25$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{10.25} \right) \sqrt{210} \times 650 \times 50$$

$$V_c = 300.16 \text{ ton}$$

Verificando el límite máximo para V_c

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{210} \times 650 \times 50$$

$$V_c \text{ max} = 518.07 \text{ ton}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$V_c = 300.16 \text{ ton}$$

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 300.16$$

$$\phi V_c = 255.13 \text{ ton}$$

Verificando:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$83.15 \leq 255.13 \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $d = 0.50 \text{ m}$

Entonces: $h = 0.60 \text{ m}$

- POR CORTANTE

Con el peralte "d", la sección crítica se encuentra a una distancia "d".

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

* Cortante de diseño :

$$V_u = V_i \quad \text{o} \quad V_u = V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(qu_2 - \sigma_2)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 26.18)}{(3.00 - 2.05 - 1.00)/2} = \frac{(35.07 - 26.18)}{3.00}$$

$$qu_2 = 26.11 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(35.07 - qu_1)}{(3.00 - 2.05 - 1.00)/2} = \frac{(35.07 - 26.18)}{3.00}$$

$$qu_1 = 37.44 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vi" y "Vii" :

$$- Vi = \left(\frac{\sigma_1 + qu_1}{2} \right) \times \left(\frac{L_{zap} - bc - 2d}{2} \right) \times B_{zap}$$

$$Vi = \left(\frac{35.07 + 37.44}{2} \right) \times \left(\frac{3.00 - 2.05 - 1.00}{2} \right) \times 1.50$$

$$Vu = -1.36 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$- Vii = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times \left(\frac{B_{zap} - hc - 2d}{2} \right) \times L_{zap}$$

$$Vii = \left(\frac{35.07 + 26.18}{2} \right) \times \left(\frac{1.50 - 0.20 - 1.00}{2} \right) \times 3.00$$

$$Vu = 13.78 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

* Se debe cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = B = 1.50 \text{ m}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 150.00 \times 50.00$$

$$Vc = 57.60 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 57.60 \\ \phi V_c &= \mathbf{48.96 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ -1.36 &\leq 48.96 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Dirección transversal

Corte resistente

$$\begin{aligned}V_c &= 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = L = 3.00 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 300.00 \times 50.00 \\ V_c &= \mathbf{115.21 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 115.21 \\ \phi V_c &= \mathbf{97.93 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 13.78 &\leq 97.93 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Finalmente con peralte $d = 50.00 \text{ cm}$ se ha verificado Corte y punzonamiento por lo tanto la altura de la zapata es $h = 60.00 \text{ cm}$
Por lo tanto:

$$\begin{aligned}B &= 1.50 \text{ m} \\ L &= 3.00 \text{ m}\end{aligned}$$

- POR FLEXIÓN

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento maximo ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario previamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es qu_1 y qu_2 .

Por semejanza:

* Para hallar "qu2" :

$$\left(\frac{qu_1 - \sigma_2}{L_{zap} + bc} \right) / 2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L_{zap}} \right)$$

$$\left(\frac{qu1 - 26.18}{3.00 + 205} \right) / 2 = \left(\frac{35.07 - 26.18}{3.00} \right)$$

$$qu2 = 33.66 \text{ Ton/m}^2$$

$$Mu = \left[\frac{qu2 \times (Lzap - bc) \times Bzap \times (Lzap - bc) \times (\sigma1 - qu1) \times (Lzap - bc) \times Bzap \times 2 \times (Lzap - bc)}{2 \quad 2 \quad 2 \quad 3 \quad 2} \right]$$

$$Mu = 5.86 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = B = 1.50 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 5.86 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

$$As = 3.11 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 3/8 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{3.11}{0.71} = 6$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Bzap}{\#var} = \frac{1.50}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$Mu = \left[\left(\frac{\sigma1 + \sigma2}{2} \right) \times Lzap \times \frac{(Bzap - hc)}{2} \times \frac{(Bzap - hc)}{4} \right]$$

$$Mu = 19.41 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = L = 3.00 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 19.41 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

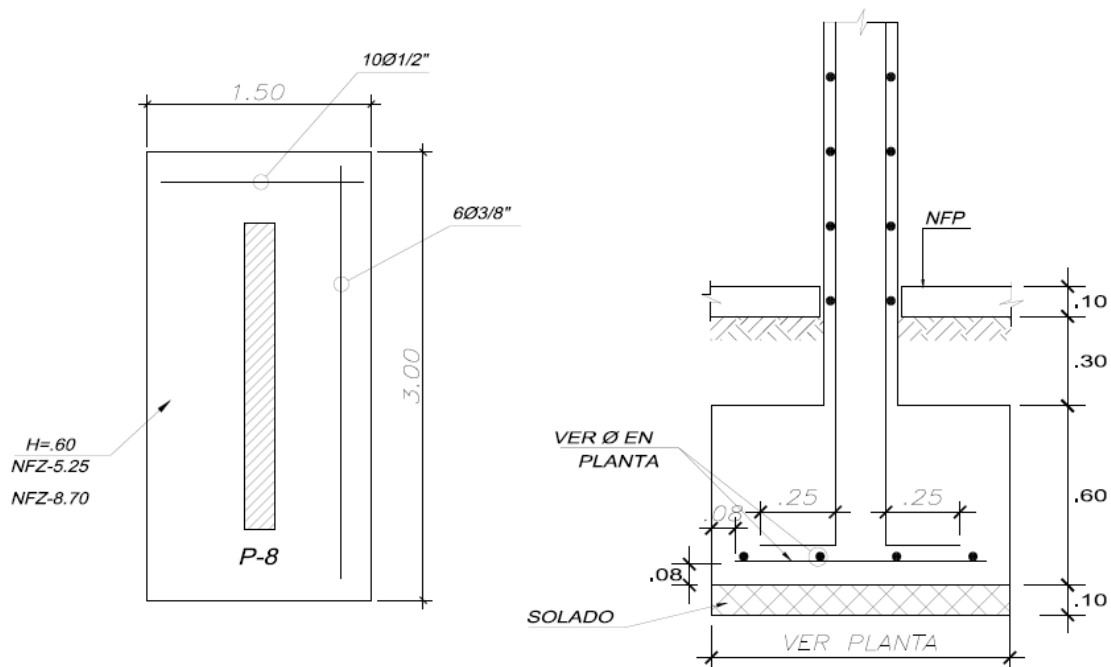
$$As = 10.35 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 1/2 " se requieren: $\frac{As}{A_{var}} = \frac{3.11}{1.27} = 10$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{L_{zap}}{\#var} = \frac{3.00}{10} = 0.30 \text{ m}$$



Detalle Zapata – 8 “Reforzamiento”

DISEÑO DE ZAPATA – 9

1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Como además de la carga axial existe un momento esto hará que se incremente los esfuerzos actuantes lo cual hará que se requiera más área de zapata. A fin de tantear el valor del área considerando solo la carga axial sin sismo reduciremos el valor de la capacidad y luego con esos valores iniciales verificamos los esfuerzos incluyendo el efecto del momento como se muestra a continuación.

* Esfuerzo reducido

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= 0.9 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{red} &= 0.9 \times 35.30 \\ \sigma_{red} &= \mathbf{31.77 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\sigma_{red} = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{Azap}$$

* Despejando "Azap"

$$Azap = (1 + \%ipmin) \times \frac{Ps + Pzap}{\sigma_{red}}$$

$$Azap = (1 + 5\%) \times \frac{75.90 + 55.50}{31.77}$$

$$\mathbf{Azap = 4.35 \text{ m}^2}$$

* Tanteando las dimensiones de la zapata:

$$\mathbf{B = 2.10 \text{ m}}$$

$$\mathbf{L = 3.70 \text{ m}}$$

$$Azap = B \times L$$

$$Azap = 2.10 \times 3.70$$

$$\mathbf{Azap = 7.77 \text{ m}^2}$$

* Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ipmin) \times \frac{(Ps + Pzap + P)}{Azap} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.05 \times (\frac{75.90 + 55.50 + 138.00}{7.77})) + \frac{6 \times 8.00}{2.10 \times 13.69}$$

$$\mathbf{\sigma_{max} = 38.08 \text{ Ton/m}^2}$$

$$\mathbf{\sigma_{min} = 34.74 \text{ Ton/m}^2}$$

- * Como se esta considerando las fuerzas sísmicas la norma E.060 permite el incremento de la capacidad admisible en un 30%. Luego la capacidad del suelo cuando hay sismo es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1.30 \times \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= 1.30 \times 35.30 \\ \sigma_{adm} &= \mathbf{45.89 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 38.08 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 34.74 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

- * El mínimo esfuerzo es mayor que cero lo cual significa que no se presentaran tracciones en la zapata. Sin embargo para reducir el máximo esfuerzo es necesario aumentar las dimensiones de la

Considerando:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{2.00 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{3.40 \text{ m}} \\ \text{Azap} &= \mathbf{B} \times \mathbf{L} \\ \text{Azap} &= 2.00 \times 3.40 \\ \mathbf{Azap} &= \mathbf{6.80 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

- * Ahora verificamos los esfuerzos actuantes considerando sismo

$$\sigma_{max} = (1 + \%ip_{max}) \times \frac{Ps + P_{zap} + P}{Azap} + \frac{6}{B} \times \frac{M}{L^2}$$

$$\sigma_{max} = (1.10 \times (\frac{75.90 + 55.50 + 138.00}{6.80})) + \frac{6}{2.00} \times \frac{8.00}{11.56}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \mathbf{45.66 \text{ Ton/m}^2} \\ \sigma_{min} &= \mathbf{41.50 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

Debe cumplir que:

$$\begin{aligned}^* \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 45.89 &> 45.66 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}^* \sigma_{min} &> 0.00 \\ 41.50 &> 0.00 \quad \mathbf{CUMPLE}\end{aligned}$$

Entonces usar zapata de:

$$\begin{aligned}\mathbf{B} &= \mathbf{2.00 \text{ m}} \\ \mathbf{L} &= \mathbf{3.40 \text{ m}}\end{aligned}$$

2.- DISEÑO: DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DE LA ZAPATA Y EL REFUERZO

- * Para ello se emplean cargas ultimas

$$\begin{aligned}\text{Combinación 1 :} & \quad 1.4C_m + 1.7C_v \\ \text{Combinación 2 :} & \quad 1.25(C_m + C_v) \pm C_{sismo}\end{aligned}$$

* Considerando la combinación 1

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times P_s + 1.7 \times P_{zap})}{A_{zap}}$$

$$\sigma_u = \frac{(1.4 \times 75.9 + 1.7 \times 55.5)}{6.80}$$

$$\sigma_u = 30.40 \text{ Ton/m}^2$$

* Considerando la combinación 2

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times (P_s + P_{zap}) + P)}{A_{zap}} + \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.25 \times 75.9 \times 55.5 + 138)}{6.80} + \frac{6 \times 8}{2.00 \times 11.56}$$

$$\sigma_{u1} = 46.52 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 42.37 \text{ Ton/m}^2$$

- POR PUNZONAMIENTO

Suponiendo un peralte "d", la sección crítica a una distancia d/2.

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{50.00}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.00 \times (d/2 + b_c) + 2.00 \times (d/2 + h_c)$$

$$b_o = 2.00 \times (0.50 + 1.80) + 2.00 \times (0.50 + 0.20)$$

$$b_o = 6.00 \text{ m}$$

* Cortante de diseño por punzonamiento :

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(q_{u2} - \sigma_{u2})}{(L_{zap} - b_c - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 42.37)}{(3.40 - 1.80 - 0.50)/2} = \frac{(46.52 - 42.37)}{3.40}$$

$$qu_2 = 43.04 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_{u1} - qu_1)}{(L_{zap} - bc - d)/2} = \frac{(\sigma_{u1} - \sigma_{u2})}{L_{zap}}$$

$$\frac{(46.52 - qu_1)}{(3.40 - 1.80 - 0.50)/2} = \frac{(46.52 - 42.37)}{3.40}$$

$$qu_1 = 45.85 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vt", "Vi" y "Vii" :

$$- V_t = \left(\frac{\sigma_{u1} + \sigma_{u2}}{2} \right) \times A_{zap}$$

$$V_t = \left(\frac{46.52 + 42.37}{2} \right) \times 6.80$$

$$V_t = 302.25 \text{ ton}$$

$$- V_{ii} = \left(\frac{qu_1 + qu_2}{2} \right) \times (d + hc) \times (d + bc)$$

$$V_{ii} = \left(\frac{45.85 + 43.04}{2} \right) \times (0.50 + 0.20) \times (0.50 + 1.80)$$

$$V_{ii} = 71.56 \text{ ton}$$

$$- V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 302.25 - 71.56$$

$$V_u = 230.69 \text{ ton}$$

* Se debe cumplir $V_u \leq \phi V_c$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\text{Para: } \beta_c = \frac{bc}{hc} = \frac{1.80}{0.20}$$

$$\beta_c = 9.00$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = \left(0.53 \times \frac{1.10}{9.00} \right) \sqrt{210} \times 600 \times 50$$

$$\mathbf{V_c = 283.55 \text{ ton}}$$

Verificando el limite máximo para V_c

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_c \text{ max} = 1.10 \sqrt{210} \times 600 \times 50$$

$$\mathbf{V_c \text{ max} = 478.22 \text{ ton}}$$

Considerando el menor valor de V_c y $V_c \text{ max}$

$$\mathbf{V_c = 283.55 \text{ ton}}$$

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 283.55$$

$$\mathbf{\phi V_c = 241.02 \text{ ton}}$$

Verificando:

$$\begin{array}{l} V_u \leq \phi V_c \\ 230.69 \leq 241.02 \end{array} \quad \mathbf{\text{Cumple}}$$

Por lo tanto consideramos el peralte: $\mathbf{d = 0.50 \text{ m}}$

Entonces: $\mathbf{h = 0.60 \text{ m}}$

- POR CORTANTE

Con el peralte "d", la sección crítica se encuentra a una distancia "d".

Cortante de diseño en la sección crítica:

Dado que la distribución de la carga y la longitud de los volados no son uniformes se debe verificar el corte en las dos secciones críticas de cada dirección.

* Cortante de diseño :

$$V_u = V_i \quad \text{o} \quad V_u = V_{ii}$$

Previamente es necesario hallar los valores de esfuerzos en las secciones críticas esto es que q_{u1} y q_{u2} ,

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\frac{(qu_2 - \sigma_2)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(qu_2 - 42.37)}{(3.40 - 1.80 - 1.00)/2} = \frac{(46.52 - 42.37)}{3.40}$$

$$qu_2 = 42.74 \text{ Ton/m}^2$$

* Para hallar "qu1" :

$$\frac{(\sigma_1 - qu_1)}{(L_{zap} - bc - 2d)/2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_{zap}}$$

$$\frac{(46.52 - qu_1)}{(3.40 - 1.80 - 1.00)/2} = \frac{(46.52 - 42.37)}{3.40}$$

$$qu_1 = 46.95 \text{ Ton/m}^2$$

* Hallar los valores "Vi" y "Vii" :

$$- Vi = \left(\frac{\sigma_1 + qu_1}{2} \right) \times \left(\frac{L_{zap} - bc - 2d}{2} \right) \times B_{zap}$$

$$Vi = \left(\frac{46.52 + 46.95}{2} \right) \times \left(\frac{3.40 - 1.80 - 1.00}{2} \right) \times 2.00$$

$$Vu = 28.04 \text{ ton (Dirección longitudinal)}$$

$$- Vii = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times \left(\frac{B_{zap} - hc - 2d}{2} \right) \times L_{zap}$$

$$Vii = \left(\frac{46.52 + 42.37}{2} \right) \times \left(\frac{2.00 - 0.20 - 1.00}{2} \right) \times 3.40$$

$$Vu = 60.45 \text{ ton (Dirección transversal)}$$

* Se debe cumplir $Vu \leq \phi Vc$

Dirección longitudinal

Corte resistente

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = B = 2.00 \text{ m}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 200.00 \times 50.00$$

$$Vc = 76.80 \text{ ton}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 76.80 \\ \phi V_c &= \mathbf{65.28 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 28.04 &\leq 65.28 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Dirección transversal

Corte resistente

$$\begin{aligned}V_c &= 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d, \quad b = L = 3.40 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 340.00 \times 50.00 \\ V_c &= \mathbf{130.57 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \times V_c \\ \phi V_c &= 0.85 \times 130.57 \\ \phi V_c &= \mathbf{110.98 \text{ ton}}\end{aligned}$$

Como :

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_c \\ 60.45 &\leq 110.98 \quad \mathbf{\text{Cumple}}\end{aligned}$$

Finalmente con peralte
altura de la zapata es
Por lo tanto:

$$\begin{aligned}d &= \mathbf{50.00 \text{ cm}} \quad \text{se ha verificado Corte y punzonamiento por lo tanto la} \\ h &= \mathbf{60.00 \text{ cm}} \\ B &= \mathbf{2.00 \text{ m}} \\ L &= \mathbf{3.40 \text{ m}}\end{aligned}$$

- POR FLEXIÓN

En este caso particular como los volados no son iguales y las cargas no son uniformes se debe calcular el esfuerzo para cada dirección. El momento de diseño se calcula en la cara de la columna.

Dirección longitudinal

Es obvio que el momento maximo ocurre en la cara izquierda de la columna para determinarlo es necesario previamente hallar los valores de esfuerzos en las secciones criticas este es q_{u1} y q_{u2} .

Por semejanza:

* Para hallar " q_{u2} " :

$$\left(\frac{q_{u1} - \sigma_{u2}}{L_{zap} + bc} \right) / 2 = \left(\frac{\sigma_{u1} - \sigma_{u2}}{L_{zap}} \right)$$

$$\left(\frac{qu1 - 42.37}{3.40 + 180} \right) = \left(\frac{46.52 - 42.37}{3.40} \right)$$

$$qu2 = 45.55 \text{ Ton/m}^2$$

$$Mu = \left[\frac{(qu2 \times (Lzap - bc) \times Bzap \times (Lzap - bc) \times (\sigma1 - qu1) \times (Lzap - bc) \times Bzap \times 2 \times (Lzap - bc))}{2 \quad 2 \quad 2 \quad 3 \quad 2} \right]$$

$$Mu = 29.57 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = B = 2.00 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 29.57 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

$$As = 15.82 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 1/2 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{15.82}{1.27} = 14$ varillas

Espaciamiento:

$$S = \frac{Bzap}{\#var} = \frac{2.00}{14} = 0.14 \text{ m}$$

Dirección transversal

$$Mu = \left[\left(\frac{\sigma1 + \sigma2}{2} \right) \times Lzap \times \frac{(Bzap - hc)}{2} \times \frac{(Bzap - hc)}{4} \right]$$

$$Mu = 61.21 \text{ Ton-m}$$

- Determinación del refuerzo

Para $b = L = 3.40 \text{ m}$ y $d = 0.50 \text{ m}$, $Mu = 61.21 \text{ Ton-m}$
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calculando "As":

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

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Despejando y resolviendo :

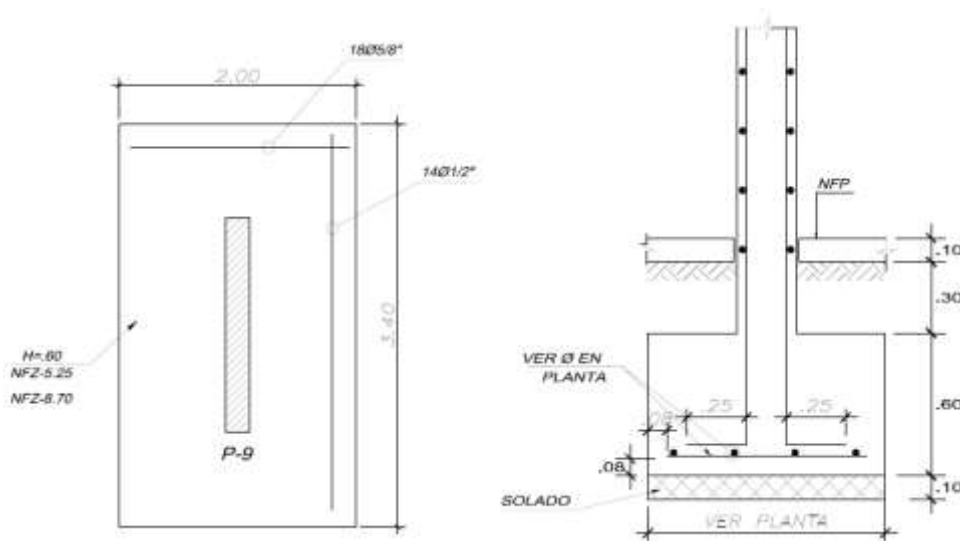
$$As = 33.14 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar :

Usando ϕ 5/8 " se requieren: $\frac{As}{Avar} = \frac{15.82}{1.98} = 18$ varillas

Espaciamiento:

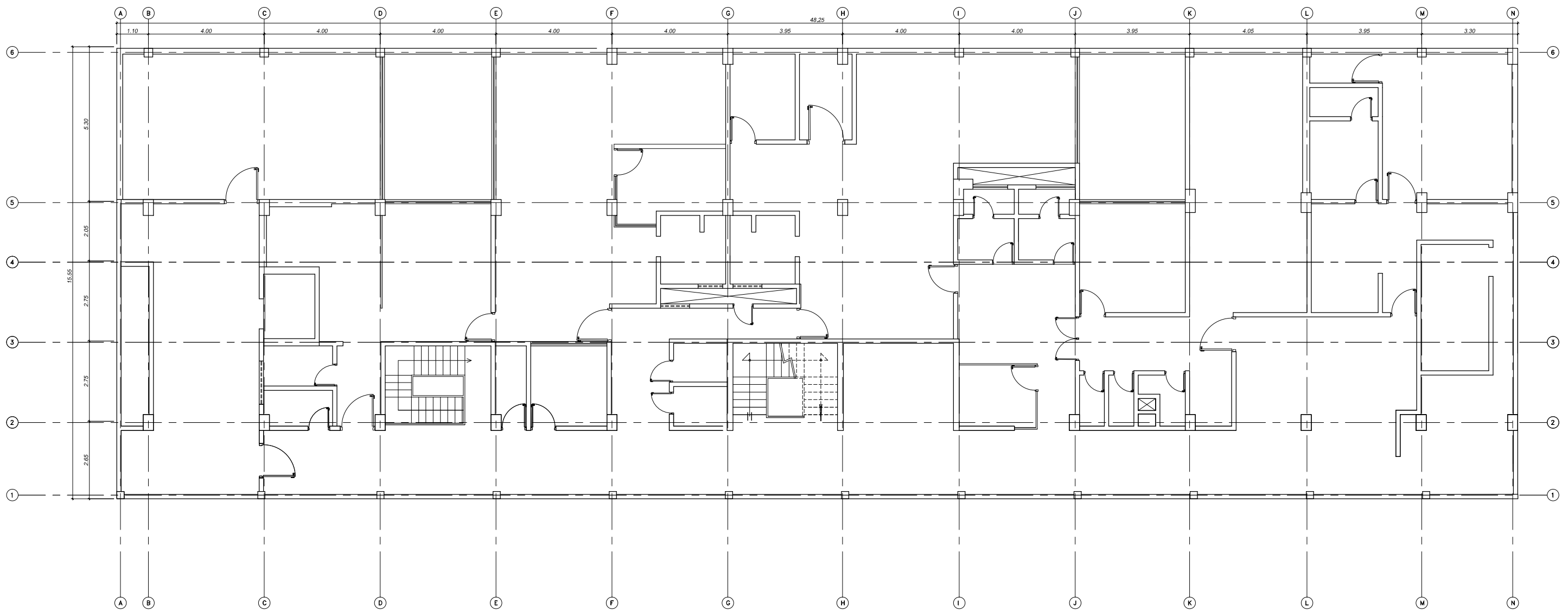
$$S = \frac{Lzap}{\#var} = \frac{3.40}{18} = 0.18 \text{ m}$$




Detalle Zapata – 9 “Reforzamiento”

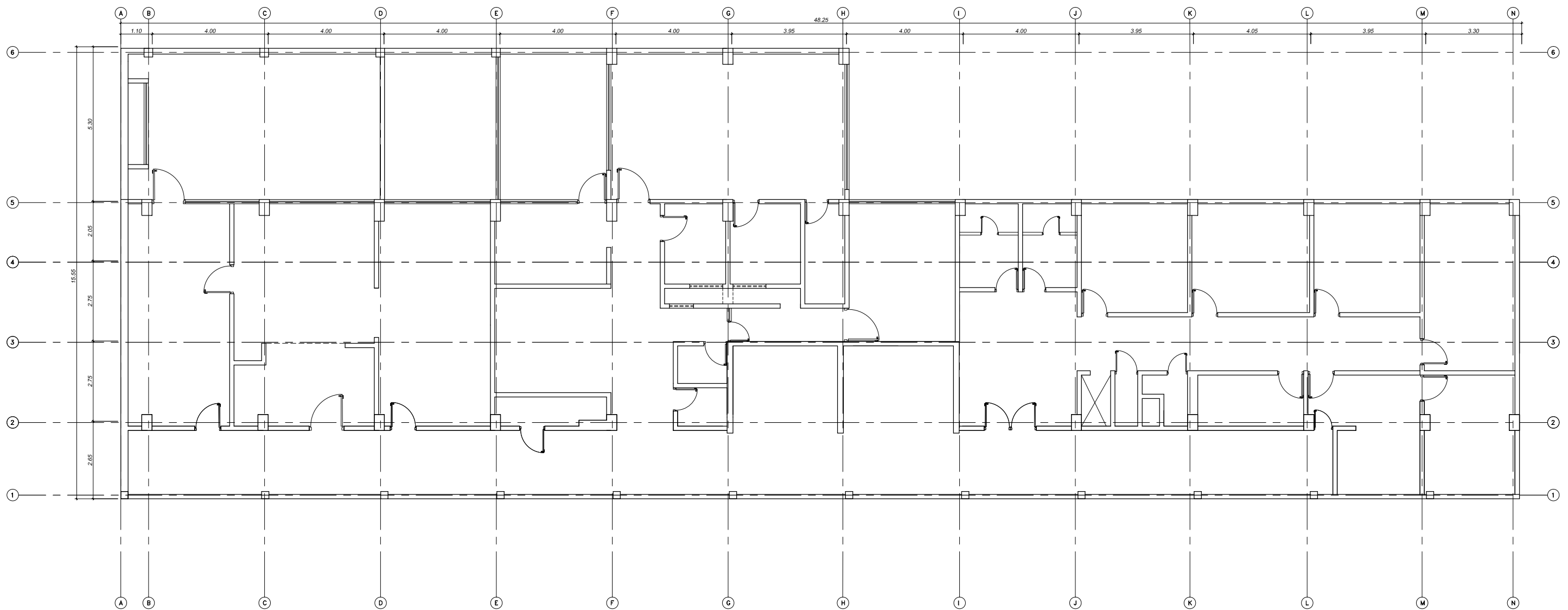
ANEXO IV PLANO DE ARQUITECTURA

ANEXO V PLANO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL




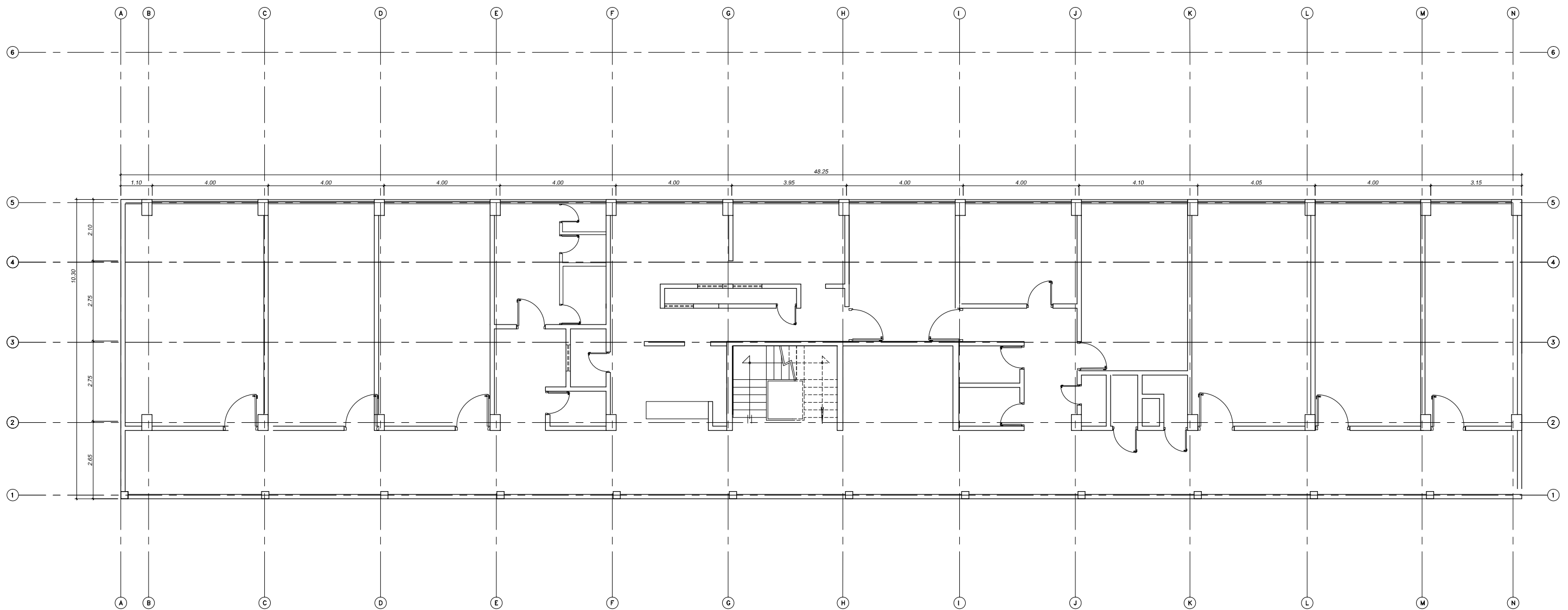
PLANTA 1º PISO

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA			
PROY.:	REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		
PLANO.:	ARQUITECTURA PLANTA 1º PISO	ESCALA :	 UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
INTEGRANTES :	ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOCUREN WILFREDO	FECHA :	
ASESOR:	ING. VIRGLIO PEÑA HARO		PLANO: A-01



PLANTA 2º PISO

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA			
PROY.: REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		ESCALA :	
PLANO.: ARQUITECTURA PLANTA 2º PISO		 UNIVERSIDAD RICARDO PALMA	
INTEGRANTES : ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOCUREN WILFREDO	FECHA : SEPTIEMBRE 2015		
ASESOR: ING. VIRGLIO PEÑA HARO			



PLANTA 3° y 4° PISO

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

PROY.: **REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"**

PLANO.: **ARQUITECTURA PLANTA 3° y 4° PISO**

ESCALA :

INTEGRANTES :
ARROYO SAAVEDRA JOE
ARANZABAL SOLOCUREN WILFREDO

FECHA :
SEPTIEMBRE 2015

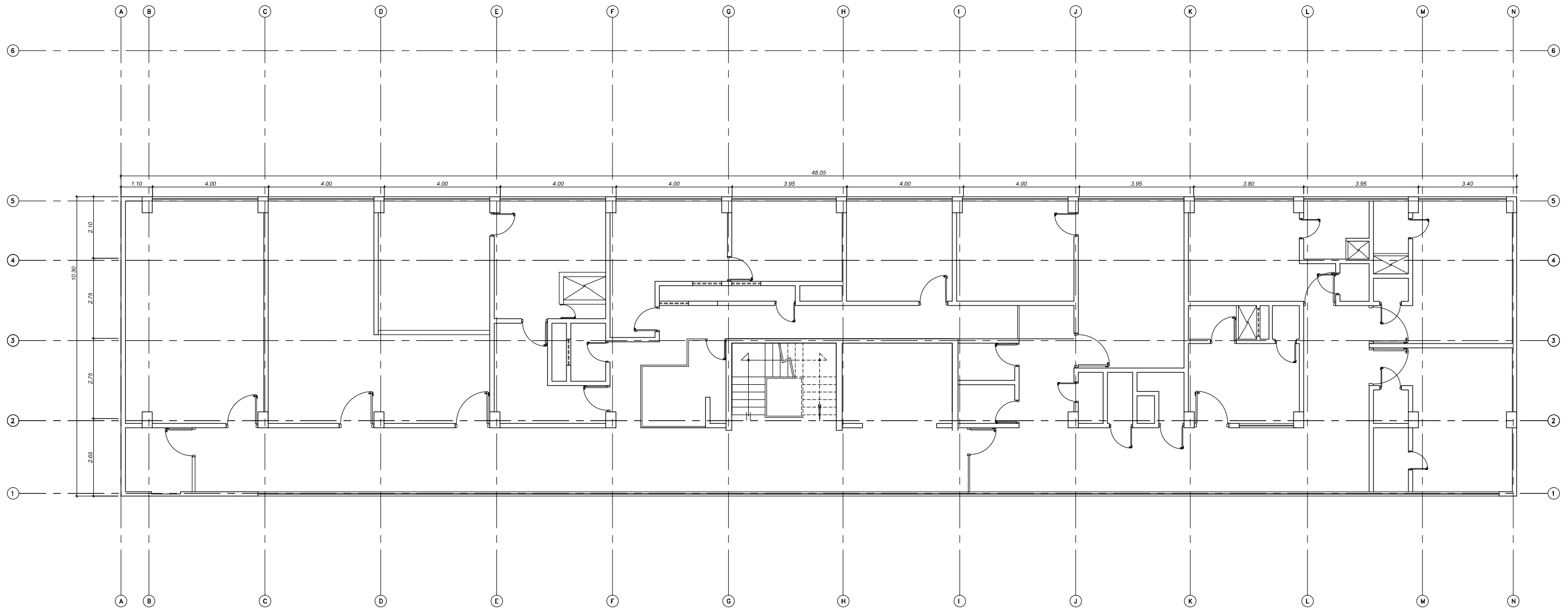
PLANO:

A-03

ASESOR:
ING. VIRGILIO PEÑA HARO

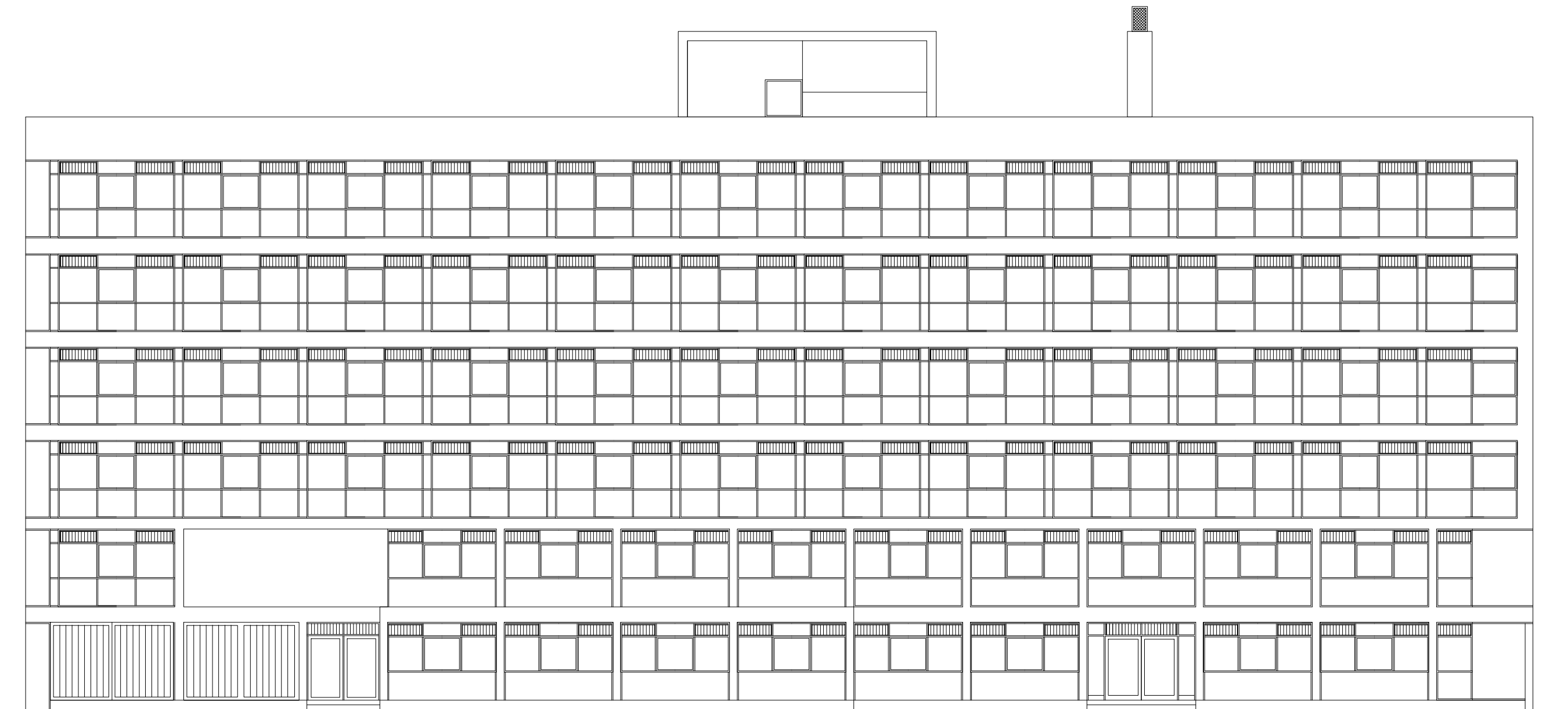


UNIVERSIDAD
 RICARDO
 PALMA




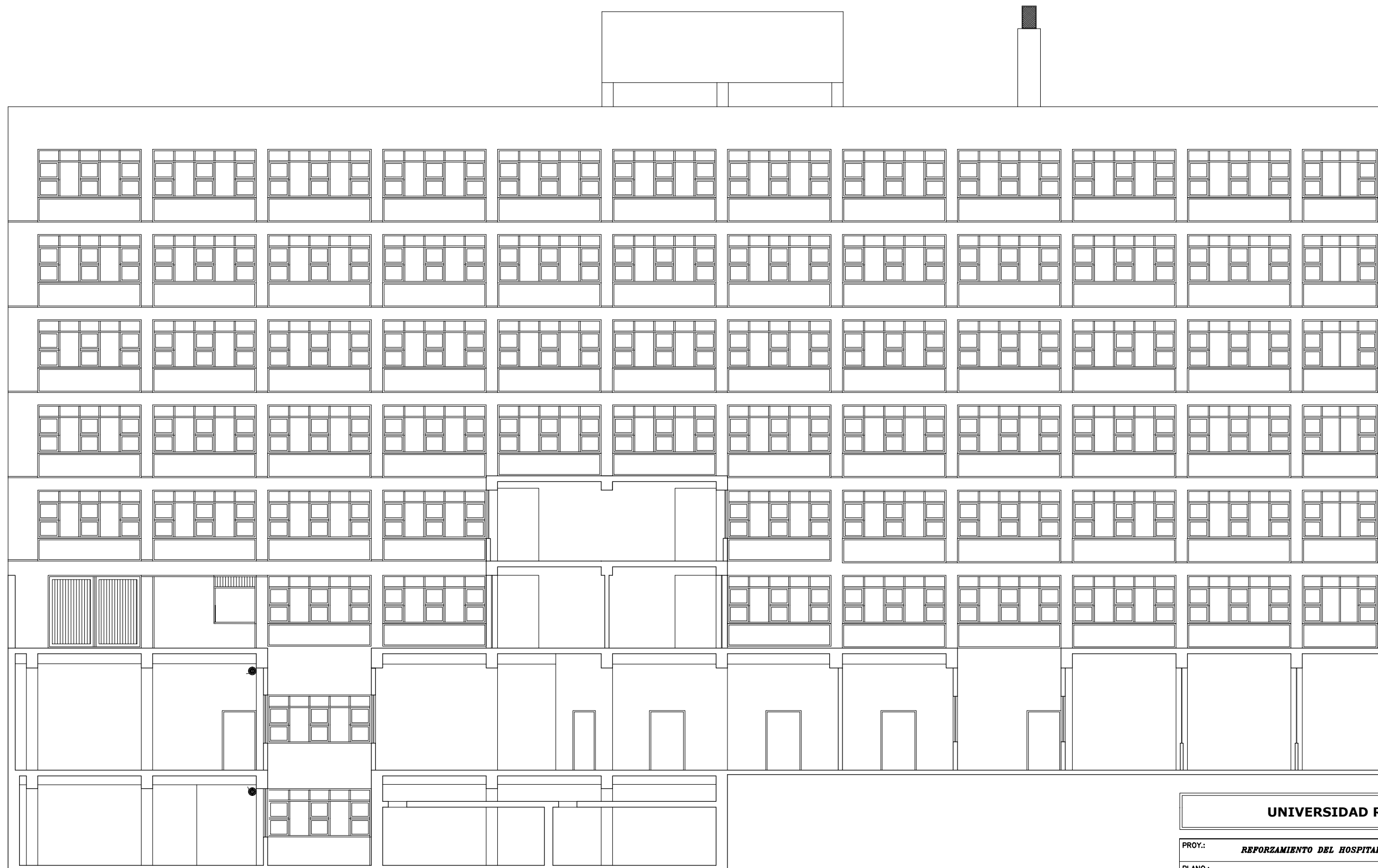
PLANTA 5° y 6° PISO

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA			
PROY.:	REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		
PLANO.:	ARQUITECTURA PLANTA 5° y 6° PISO	ESCALA :	 UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
INTEGRANTES :	ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOCUREN WILFREDO	FECHA :	
ASESOR:	ING. VIRGILIO PEÑA HARO		PLANO: A-04



ELEVACIÓN 1

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA			
PROY.:	REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		
PLANO:	ARQUITECTURA ELEVACIÓN 1	ESCALA :	 UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
INTEGRANTES :	ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOCUREN WILFREDO	FECHA :	
ASESOR:	ING. VIRGILIO PEÑA HARO		
		PLANO:	A-05

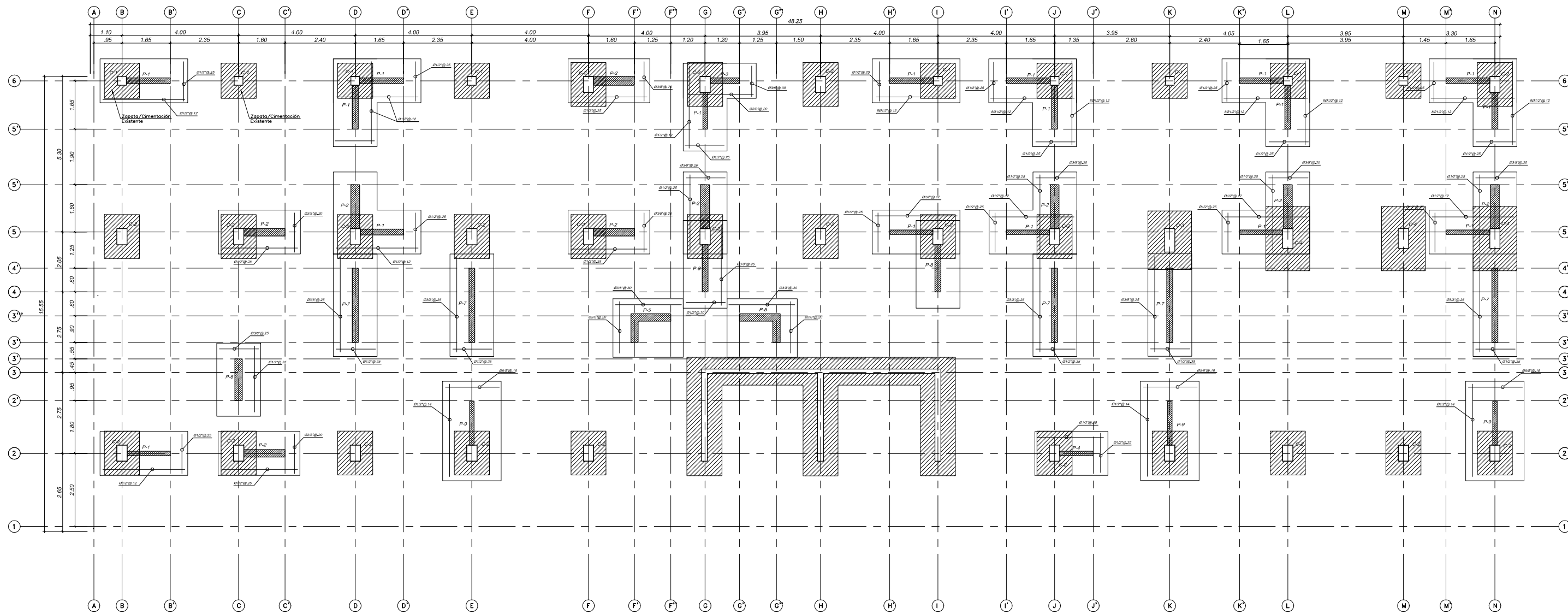


ELEVACIÓN 2




UNIVERSIDAD RICARDO PALMA			
PROY.:	REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		
PLANO.:	ARQUITECTURA ELEVACIÓN 2	ESCALA :	
INTEGRANTES :	ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOCUREN WILFREDO	FECHA :	SEPTIEMBRE 2015
ASESOR:	ING. VIRGILIO PEÑA HARO		PLANO: A-06



UNIVERSIDAD
RICARDO
PALMA



LEYENDA

-  PLACA
-  COLUMNA
 - C-1 (30X30)
 - C-2 (30X40)
 - C-3 (30X60)
 - C-4 (30X70)
-  ZAPATA/CIMENTACIÓN EXISTENTE

CIMENTACIONES SÓTANO 2

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

PROY.: **REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"**

PLANO.: **CIMENTACIONES SÓTANO 2**

ESCALA :

INTEGRANTES :
ARROYO SAAVEDRA JOE
ARANZABAL SOLOCUREN WILFREDO

FECHA :
SEPTIEMBRE 2015

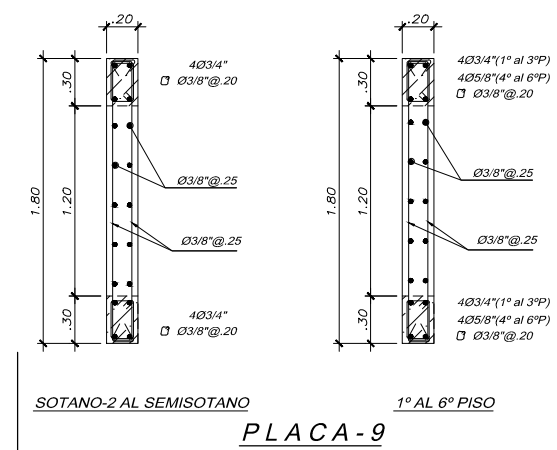
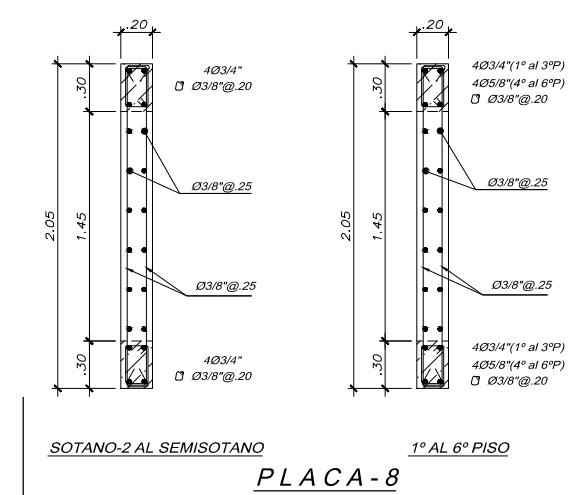
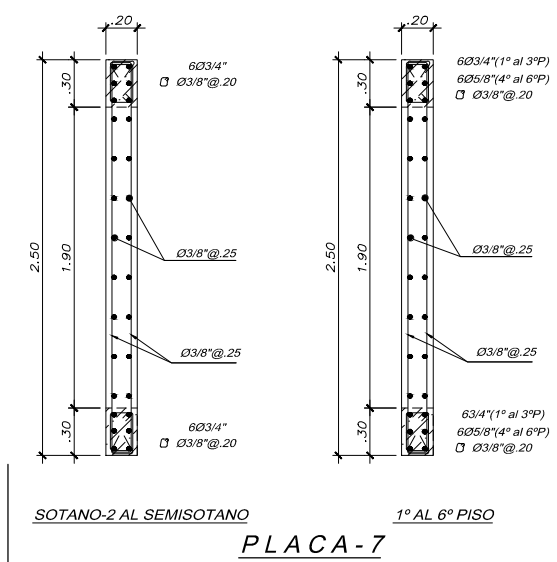
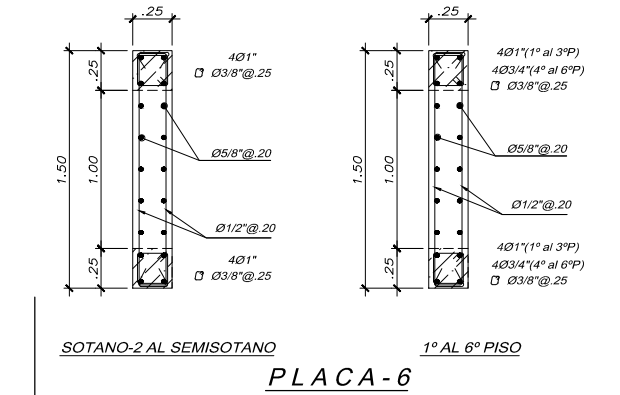
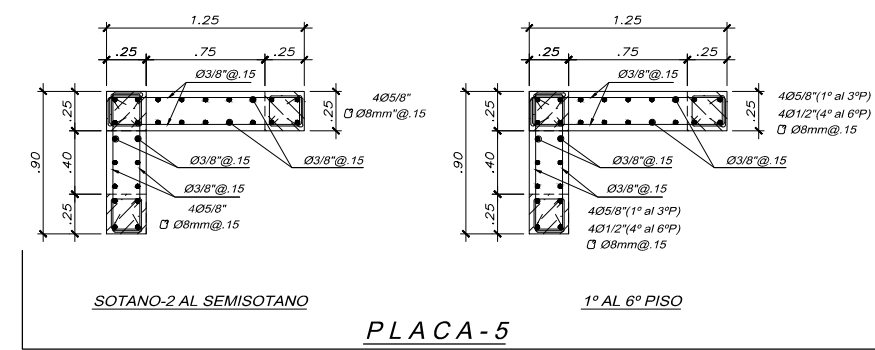
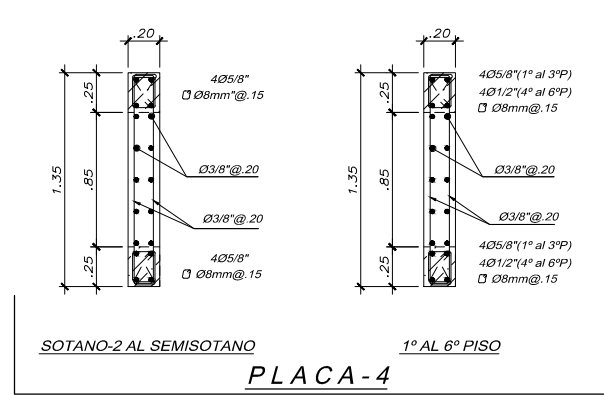
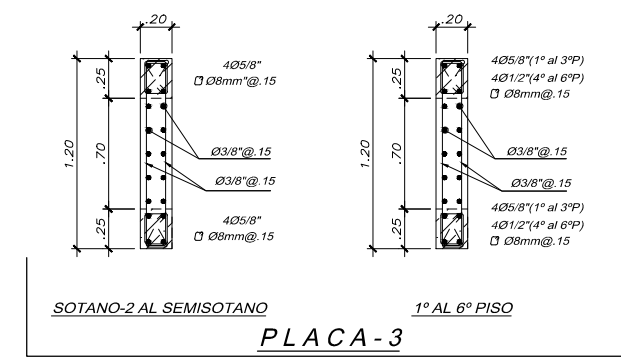
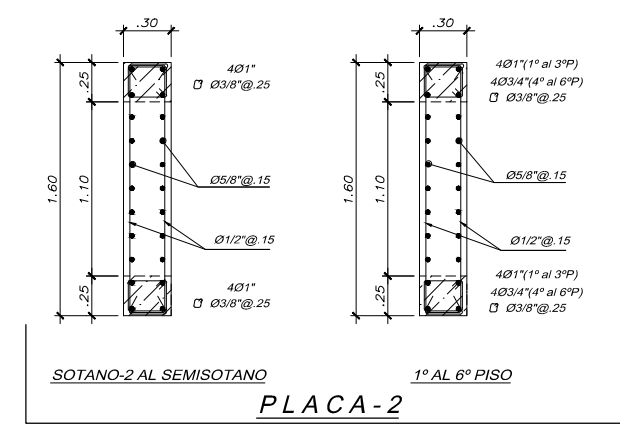
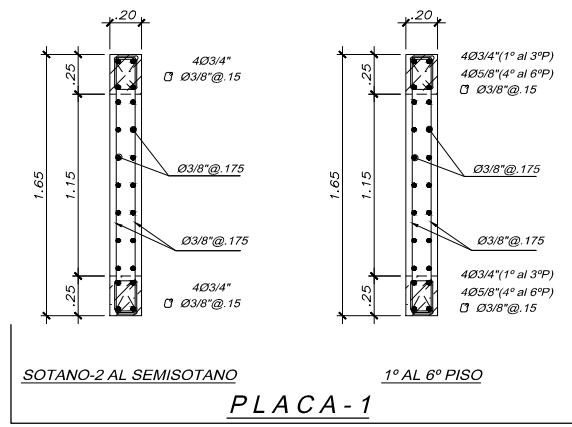
PLANO:

E-01


ASESOR:
ING. VIRGILIO PEÑA HARO



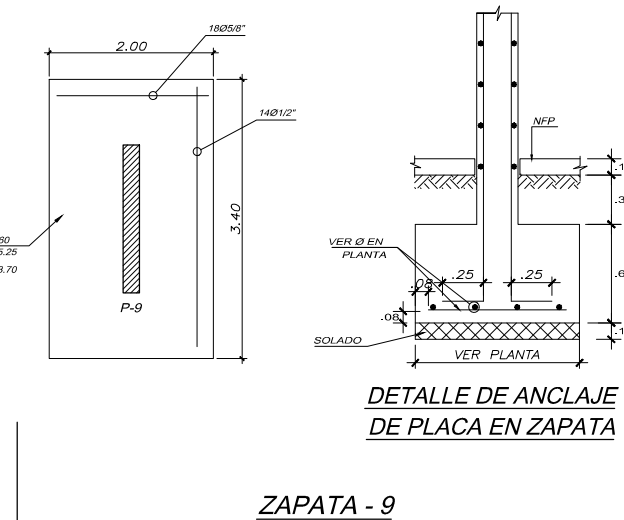
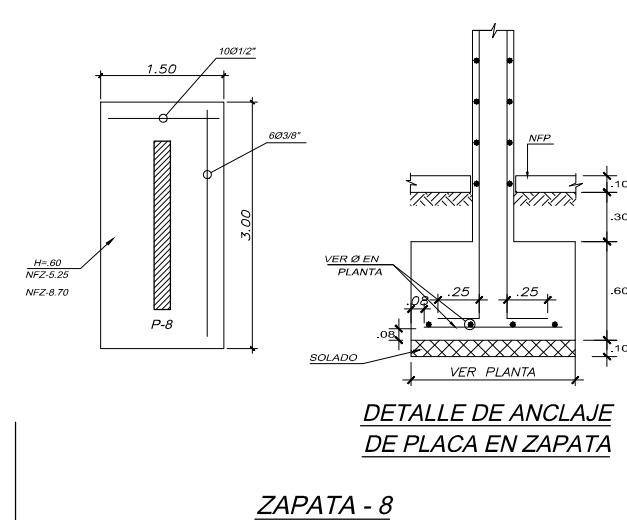
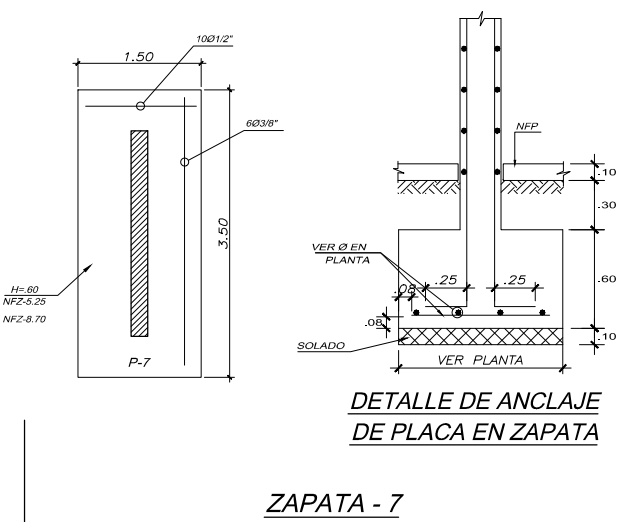
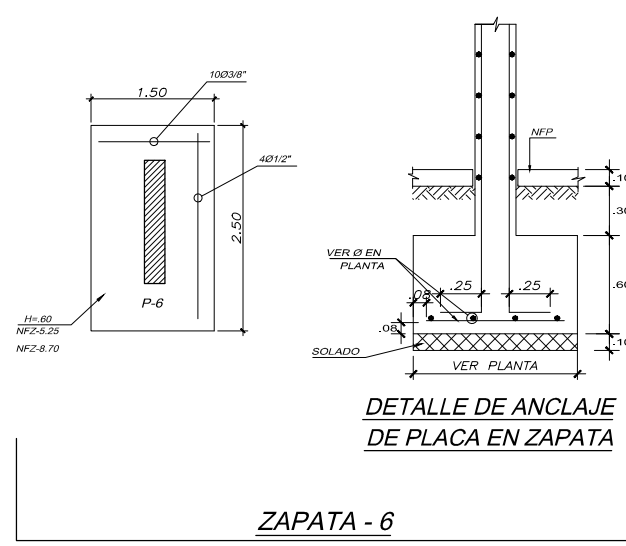
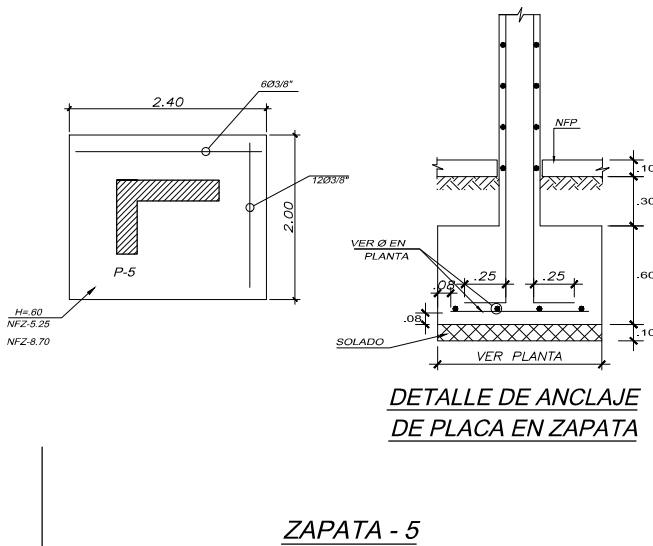
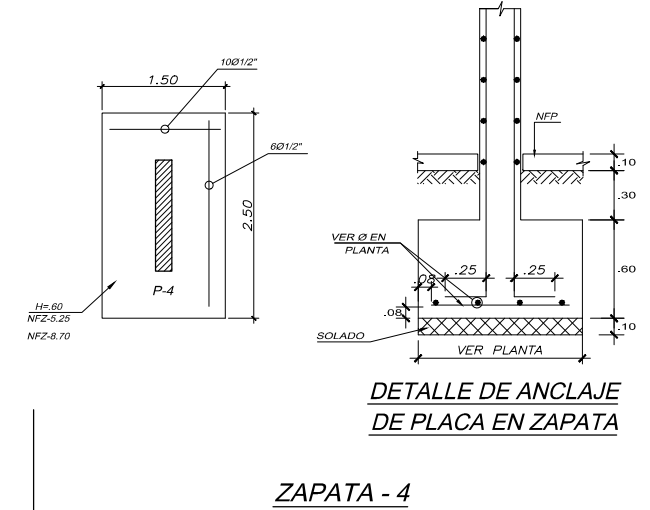
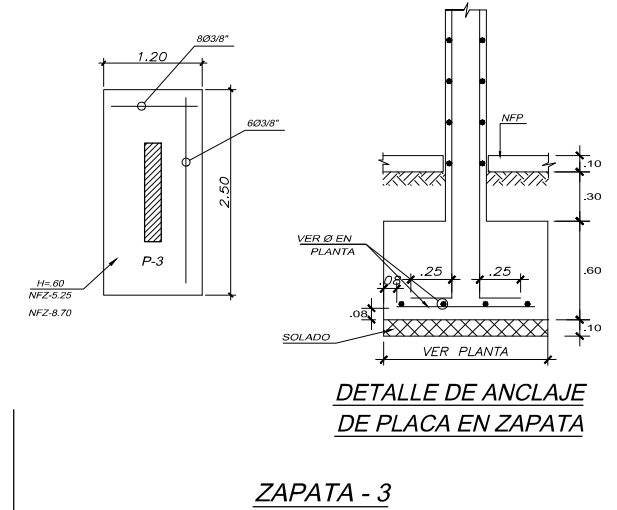
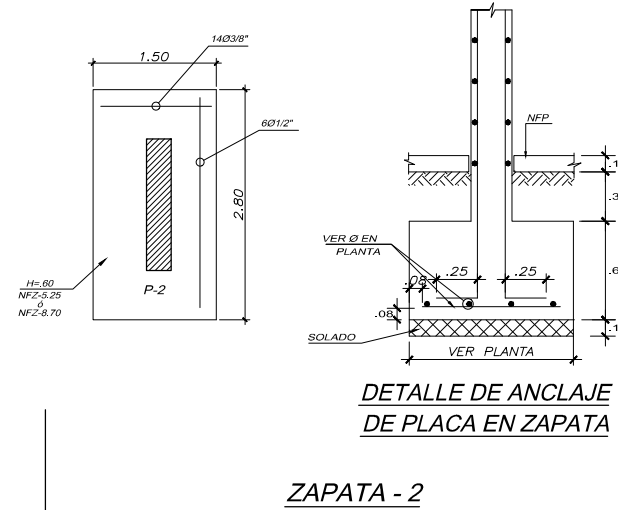
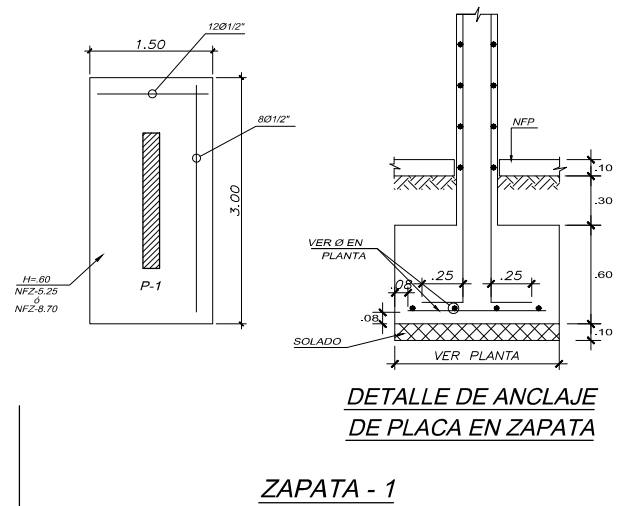
UNIVERSIDAD
RICARDO
PALMA



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

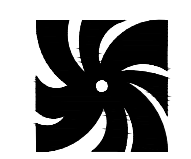
PROY.: REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		ESCALA :	
PLANO.: DETALLE DE PLACAS			
INTEGRANTES : ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOGUREN WILFREDO	FECHA : SEPTIEMBRE 2015	PLANO: E-02	UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
ASESOR: ING. VIRGILIO PEÑA HARO			

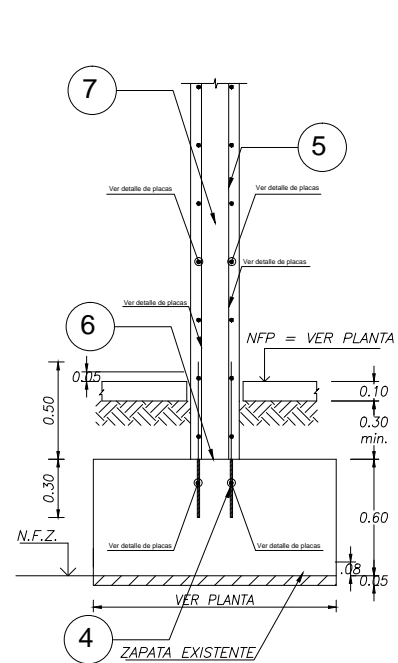
DETALLE DE PLACAS



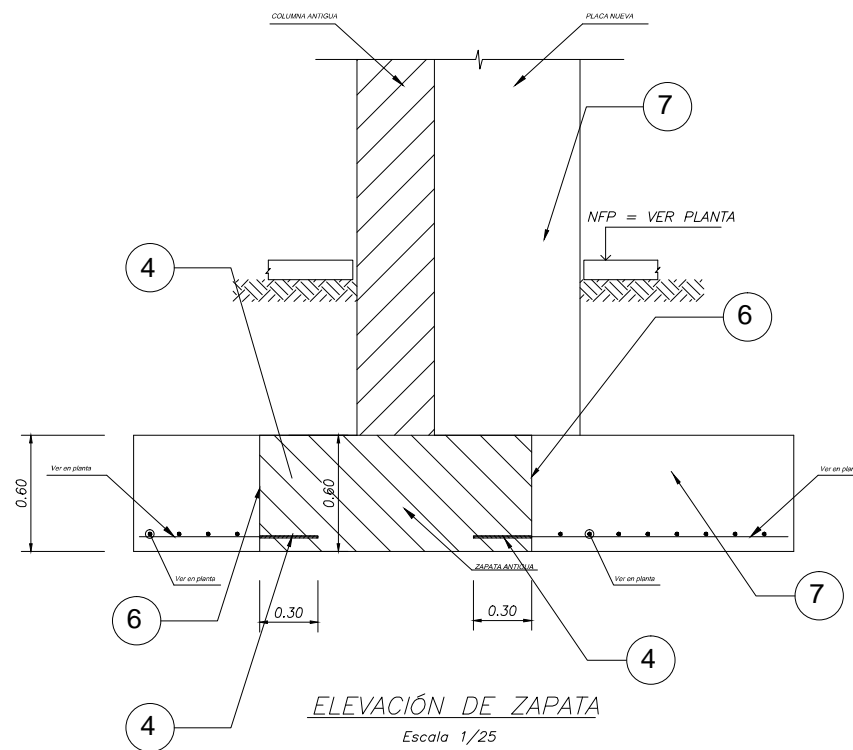
DETALLE DE ZAPATAS

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

PROY.:	REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		 UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
PLANO.:	DETALLE DE ZAPATAS	ESCALA :	
INTEGRANTES :	ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOCUREN WILFREDO	FECHA :	PLANO:
		SEPTIEMBRE 2015	E-03
	ASESOR:		
	ING. VIRGILIO PEÑA HARO		



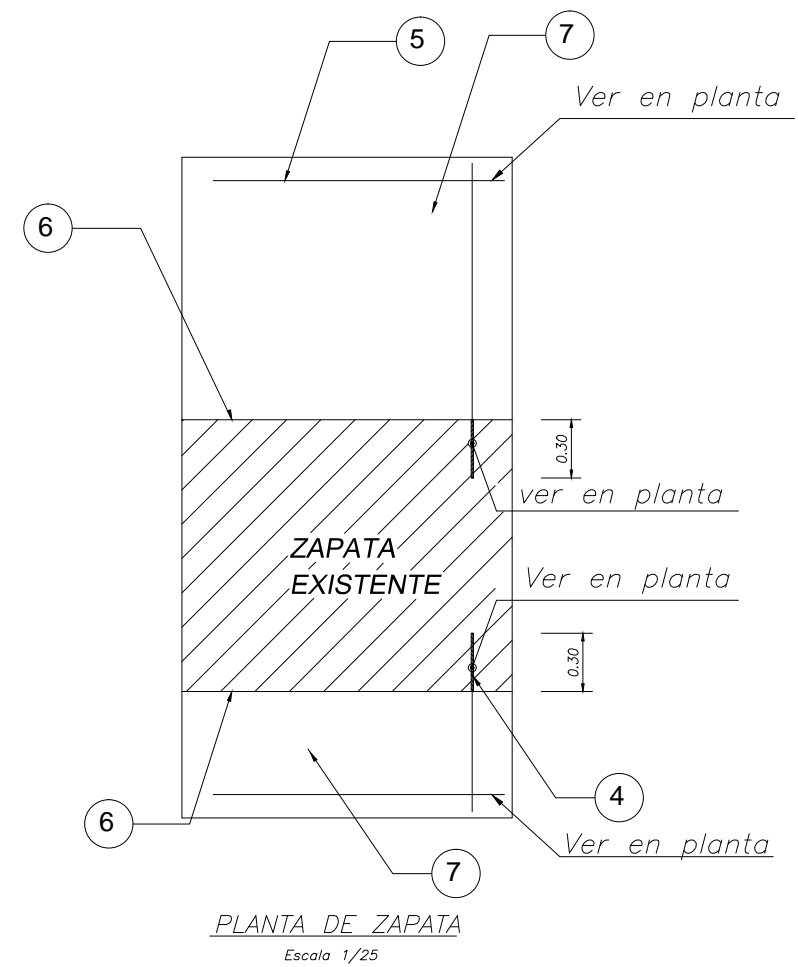
DETALLE DE ANCLAJE
DE PLACA EN ZAPATA



ELEVACIÓN DE ZAPATA
Escala 1/25

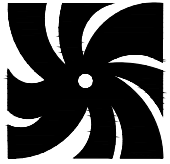
- 1) DEMOLER TABIQUERÍA Y SOBRECIMENTOS SEGÚN SEA EL CASO
- 2) PICAR RECUBRIMIENTO DE COLUMNAS (0.40m DE ANCHO)
- 3) HACER PERFORACIONES DE DIÁMETRO Ø5/8" Y PROFUNDIDAD 0.30 cm PARA COLOCAR VARILLAS DE Ø8mm Y L=0.70 m
- 4) ADHERIR REFUERZO CON "SIKADUR 31" O SIMILAR
- 5) EMPALMAR VARILLAS MALLA Ø5/8"@.15m
- 6) APLICAR SIKADUR 32 O SIMILAR EN TODAS LAS SUPERFICIES DE CONTACTO ENTRE CONCRETO NUEVO Y ANTIGUO
- 7) COLOCAR CONCRETO DE ZAPATA USANDO ADITIVO REDUCTOR DE FRAGUA COMO SIKA INTRAPLAST

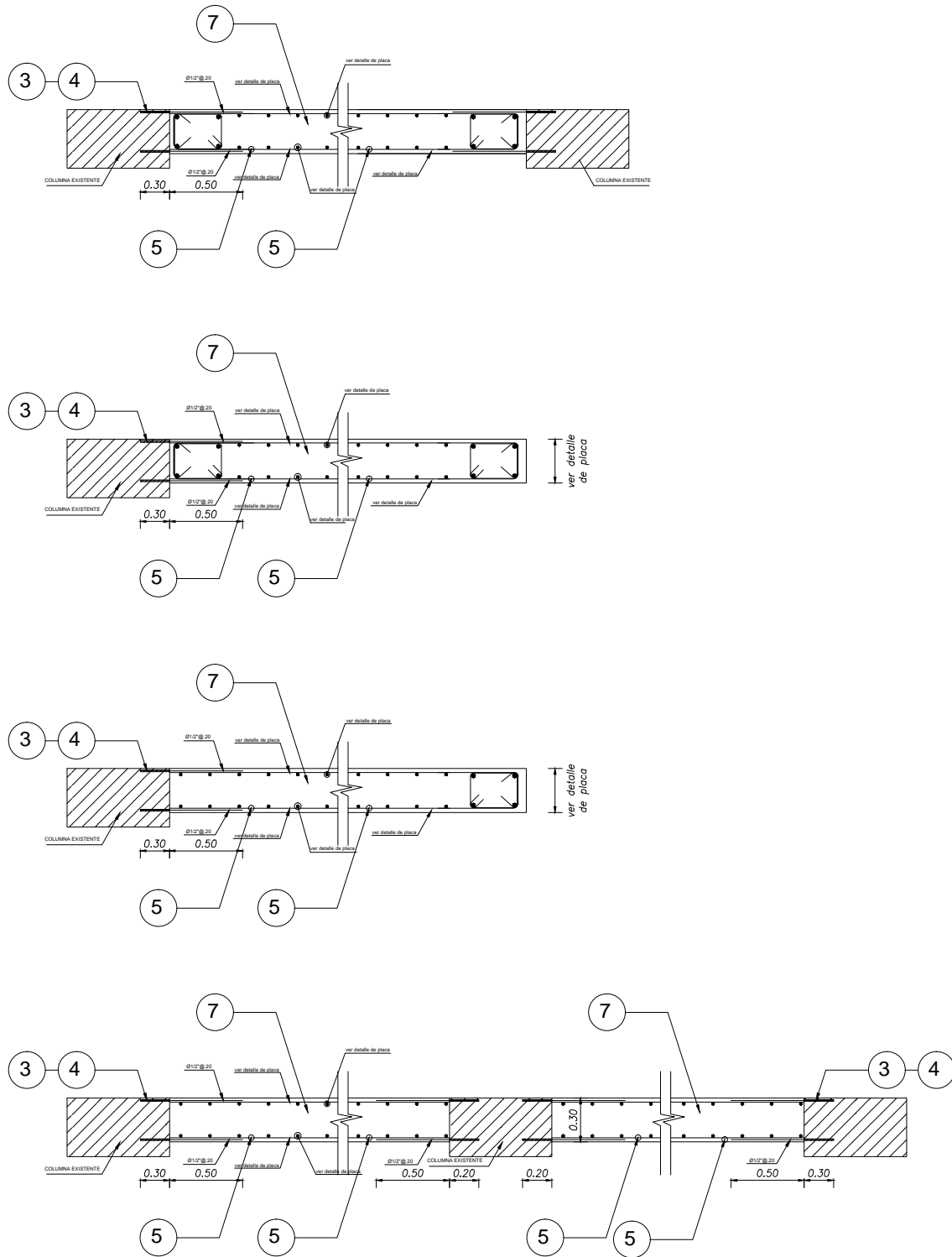
DETALLE DE REFORZAMIENTO
DE ZAPATA
Escala 1/25



PLANTA DE ZAPATA
Escala 1/25

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

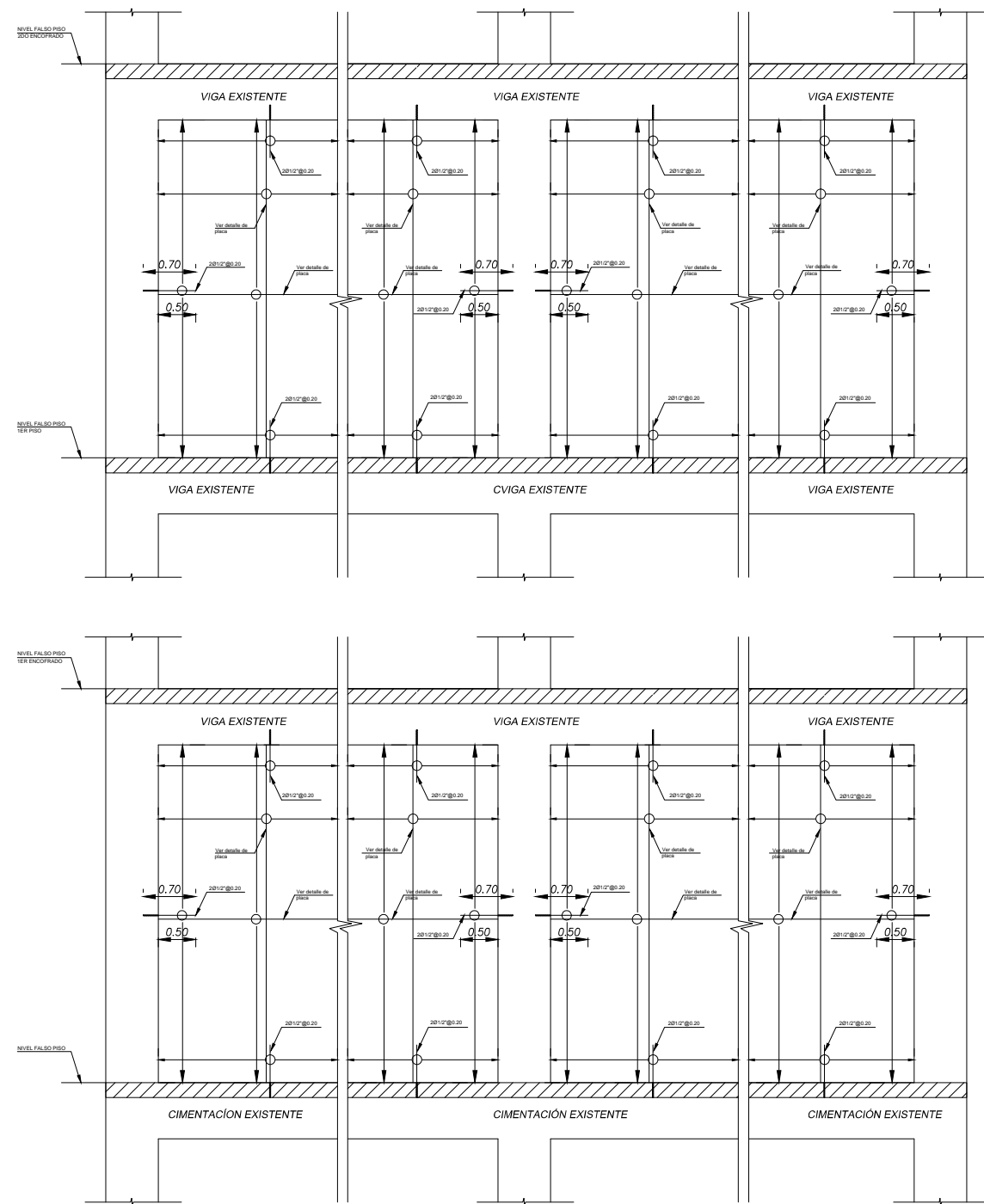
PROY.: REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		ESCALA :	 UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
PLANO.: DETALLE DE ZAPATAS (REFORZAMIENTO)			
INTEGRANTES : ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOGUREN WILFREDO	FECHA : SEPTIEMBRE 2015	PLANO: E-04	
ASESOR: ING. VIRGILIO PEÑA HARO			




- 1) DEMOLER TABIQUERÍA Y SOBRECIMENTOS SEGÚN SEA EL CASO
- 2) PICAR RECUBRIMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS (0.20m DE ANCHO)
- 3) HACER PERFORACIONES DE DIÁMETRO Ø5/8" (o Ø1/2") Y PROFUNDIDAD 0.30 cm PARA COLOCAR VARILLAS DE Ø1/2" Y L=0.80 m
- 4) ADHERIR REFUERZO CON "SIKADUR 31" O SIMILAR
- 5) EMPALMAR VARILLAS MALLA
- 6) APLICAR SIKADUR 32 O SIMILAR EN TODAS LAS SUPERFICIES DE CONTACTO ENTRE CONCRETO NUEVO Y ANTIGUO
- 7) COLOCAR CONCRETO DE PLACA E=0.20m USANDO ADITIVO REDUCTOR DE FRAGUA COMO SIKA INTRAPLAST

REFORZAMIENTO TÍPICO DE PLACAS

Escala 1/25



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

PROY.: REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL "CASIMIRO ULLOA"		ESCALA :	 UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
PLANO.: DETALLE DE PLACAS (REFORZAMIENTO)			
INTEGRANTES : ARROYO SAAVEDRA JOE ARANZABAL SOLOGUREN WILFREDO	FECHA : SEPTIEMBRE 2015	PLANO: E-05	
ASESOR: ING. VIRGILIO PEÑA HARO			