

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**“DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH”.**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TESISTAS:

Bach. PARIÁ RAMÓN PEDRO DAVID ANTONIO

Bach. SÁNCHEZ VIDAL LEONARDO DANIEL

ASESOR:

Arq. MARÍA JESÚS ESTELA DÍAZ HERNÁNDEZ

Nuevo Chimbote- Perú

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil



DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II
ETAPA – NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

REVISADO POR:

Arq. MARÍA JESÚS ESTELA DÍAZ HERNÁNDEZ

ASESORA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil



DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II
ETAPA – NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

SUSTENTADA Y APROBADA POR EL SIGUIENTE JURADO:
EL DÍA 26 DE JULIO DEL 2017.

Ms. Ing. LEÓN BOBADILLA ABNER
PRESIDENTE

Arq. MARÍA JESÚS ESTELA DÍAZ HERNÁNDEZ

SECRETARIO

Ing. RIVASPLATA DÍAZ JULIO CÉSAR

INTEGRANTE



DEDICATORIA

La presente tesis se la dedico a mi familia, por el apoyo incondicional que me brindaron en todo momento, siendo parte importante de mi formación personal. Dedico también este trabajo de investigación de una forma muy especial a mis padres, ellos que son mi mayor referencia de superación y principal motivo para lograr mis sueños.

A todas aquellas personas que durante la realización de mi tesis estuvieron a mi lado apoyándome.

Leonardo Daniel Sánchez Vidal

La presente tesis está dedicada a Familia que siempre me brindó su apoyo y comprensión.

A mis padres, porque siempre estuvieron a mi lado brindándome su apoyo y consejo para ser de mí una persona mejor.

Dedico a mis profesores y compañeros, quienes sin esperar nada a cambio compartieron sus conocimientos.

Pedro David A. Paria Ramón



AGRADECIMIENTO

Primeramente agradecer a Dios, agradecemos también a la Universidad Nacional del Santa por habernos acogido y abrirnos sus puertas para poder realizar el estudio de nuestra carrera, así como también a los diferentes docentes que me brindaron sus conocimientos y su apoyo para seguir adelante.

Agradecemos también a nuestra asesora de Tesis la Arq. María Jesús Estela Díaz Hernández por habernos dado la oportunidad de recurrir a su capacidad y conocimiento científico, así como también habernos tenido toda la paciencia del mundo para guiar nos durante el desarrollo de la tesis.

Y para finalizar agradecemos a nuestros padres y a todos los que fueron nuestros compañeros de clase durante todos los niveles de Universidad, ya que gracias al compañerismo, amistad y apoyo moral han aportado en un alto porcentaje a nuestras ganas de seguir la carrera profesional de Ingeniería Civil.

Los Autores.



RESUMEN

El presente trabajo de investigación consiste en la realización del diseño arquitectónico, análisis y diseño estructural para el Pabellón de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, siguiendo los lineamientos y parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

El edificio consta de 3 bloques que se ubican alrededor de una plaza: el bloque A Pool de aulas, el bloque B de oficinas administrativas y servicios complementarios, y el bloque C del auditorio, encerrando un área de 4500 m² aproximadamente en el Campus Universitario N° 01 de la Universidad Nacional del Santa.

PARIA & SÁNCHEZ



ABSTRACT

The present research work consists in the realization of the architectural design, analysis and structural design for the Pavilion of the Academic Professional School of Civil Engineering, following the guidelines and parameters established in the National Building Regulations of Peru.

The building consists of 3 blocks that are located around a square: the A block of classrooms, block B of administrative offices and complementary services, and block C of the auditorium, enclosing an area of approximately 4500 m² in the University Campus N 01 of the National University of Santa.

PARIA & SÁNCHEZ



INDICE

INTRODUCCIÓN.....	- 1 -
1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES.....	- 5 -
1.1. ANTECEDENTES.....	- 5 -
1.2. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIOS	- 6 -
1.3. INVESTIGACIONES RELACIONADAS CON EL TEMA	- 6 -
1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	- 8 -
1.5. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	- 9 -
1.6. IMPORTANCIA	- 9 -
1.7. OBJETIVOS.....	- 10 -
1.8. HIPÓTESIS.....	- 10 -
1.9. VARIABLES.....	- 11 -
1.9.1. VARIABLE INDEPENDIENTE	- 11 -
1.9.2. VARIABLE DEPENDIENTE	- 11 -
1.10. DISEÑO EXPERIMENTAL	- 11 -
1.11. DELIMITACIÓN DEL PROYECTO DE TESIS	- 11 -
1.12. ESTRATEGIA DE TRABAJO.....	- 11 -
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	- 13 -
2.1. DEFINICIONES	- 13 -
2.2. ESTUDIOS DE SUELOS.....	- 17 -
2.2.1. GEOMORFOLOGÍA.....	- 18 -
2.2.2. GEOLOGÍA LOCAL.....	- 20 -
2.2.3. GEODINÁMICA EXTERNA.....	- 22 -
2.2.4. PROSPECCIONES DE CAMPO	- 27 -
2.3. DISEÑO ARQUITECTÓNICO	- 28 -
2.4. ESTRUCTURACIÓN	- 30 -
2.4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	- 31 -
2.4.2. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO.....	- 34 -
2.4.3. CRITERIOS GENERALES DE LA CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO.....	- 34 -
3. CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	- 41 -
3.1. MATERIALES	- 41 -



3.1.1.	MATERIALES USADOS EN GABINETE.....	- 41 -
3.1.2.	MATERIALES USADOS EN CAMPO.....	- 44 -
3.1.3.	SERVICIOS.....	- 44 -
3.2.	MÉTODOS.....	- 44 -
3.2.1.	Recopilación De Información Previa.....	- 44 -
3.2.2.	Análisis De Información Previa.....	- 45 -
3.2.3.	Recopilación De Datos.....	- 45 -
3.2.4.	Análisis De Datos.....	- 47 -
3.2.5.	Procesamiento De Datos.....	- 47 -
3.2.6.	Interpretación De Resultados.....	- 47 -
4.	CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	- 49 -
4.1.	Predimensionamiento de Elementos estructurales.....	- 49 -
4.1.1.	Predimensionamiento de losas aligeradas.....	- 49 -
4.1.2.	Predimensionamiento de vigas.....	- 50 -
4.1.2.1.	Vigas con responsabilidad sísmica.....	- 50 -
4.1.2.2.	Vigas secundarias.....	- 51 -
4.1.3.	Predimensionamiento de columnas.....	- 53 -
4.1.4.	Predimensionamiento de placas (muros de corte).....	- 56 -
4.2.	METRADO DE CARGAS.....	- 64 -
4.2.1.	Metrado de cargas en losas aligeradas.....	- 65 -
4.2.2.	Metrado de cargas en vigas.....	- 68 -
4.2.3.	Metrado de cargas en columnas y placas.....	- 70 -
4.3.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	- 71 -
4.3.1.	Zonificación.....	- 73 -
4.3.2.	Condiciones geotécnicas.....	- 75 -
4.3.3.	Factor de amplificación sísmica.....	- 76 -
4.3.4.	Categoría de la edificación.....	- 78 -
4.3.5.	Sistema estructural.....	- 78 -
4.3.6.	Análisis Modal.....	- 79 -
4.3.7.	Análisis estático.....	- 83 -
4.3.8.	Análisis dinámico.....	- 88 -
4.3.9.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	- 94 -



4.3.10. DISEÑO DE VIGAS.....	- 104 -
4.3.11. DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)	- 119 -
5. CAPÍTULO V: DISEÑO ARQUITECTÓNICO.....	- 124 -
5.1. GENERALIDADES	- 124 -
5.2. DEFINICIÓN Y OBJETIVOS	- 125 -
5.3. PROGRAMA FUNCIONAL.....	- 125 -
5.4. PROGRAMA ARQUITECTÓNICO Y CUADRO DE ÁREAS	- 129 -
5.6. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA.....	- 131 -
CONCLUSIONES.....	- 137 -
RECOMENDACIONES	- 139 -
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	- 141 -
Anexo 1. Estudio de Suelos	- 144 -
Anexo 2. Memoria de Cálculos estructurales en Software	- 144 -
Anexo 3. Planos Arquitectura	- 144 -
Anexo 4. Planos de Estructura.....	- 144 -



LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	64
Figura 2.	68
Figura 3.	70
Figura 4.	71
Figura 5.	72
Figura 6.	76
Figura 7.	77
Figura 8.	80
Figura 9.	83
Figura 10.	87
Figura 11.	88
Figura 12.	90
Figura 13.	90
Figura 14.	91
Figura 15.	95
Figura 16.	99
Figura 17.	102
Figura 18.	104
Figura 19.	108
Figura 20.	109
Figura 21.	110
Figura 22.	112
Figura 23.	115
Figura 24.	119
Figura 25.	121
Figura 26.	123
Figura 27.	126



Figura 28.	138
Figura 29.	138



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1.	47
Tabla 2.2.	49
Tabla 4.1.	62
Tabla 4.2.	77
Tabla 4.3.	84
Tabla 4.4.	87
Tabla 4.5.	88
Tabla 4.6.	88
Tabla 4.7.	94
Tabla 4.8.	95
Tabla 4.9.	96
Tabla 4.10.	97
Tabla 4.11.	101
Tabla 4.12.	102
Tabla 4.13.	103
Tabla 4.14.	103
Tabla 4.15.	108
Tabla 4.16.	110
Tabla 4.17.	125
Tabla 5.1.	141
Tabla 5.2.	143

INTRODUCCIÓN

Por medio del presente trabajo de investigación se realizó el diseño arquitectónico, análisis y diseño estructural para el Pabellón de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, que consta de un pool de aulas (3 pisos), un auditorio (con 192 butacas), oficinas administrativas, biblioteca y servicios complementarios, ubicado dentro del Campus Universitario I de la Universidad Nacional del Santa.

Específicamente el área donde se ubica dicho pabellón se encuentra al costado del Pabellón de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería en Energía. El espacio principal está conformado por un rectángulo de 90m x 50m lo que da un área de 4500 m². Actualmente se cuenta con infraestructura en donde se ubican los laboratorios de Mecánica de Suelos, Tecnología del Concreto, Hidráulica y de Estructuras que ocupa un área 3383.60 m². En suma el área total de terreno es igual a 7883.60 m² con una capacidad portante de 15.5 ton/m². Para mayor detalle ver Plano N° A-01.

La edificación se desarrolla en dos partes diferenciadas: El área destinada para aulas, administración y servicios complementarios; y, el área del auditorio, principalmente; ubicadas ambas envolviendo una plaza central, la cual, a la vez que representa el lugar de encuentro de los estudiantes, también sirve como unión entre la edificación existente y la propuesta.

En el área destinada para aulas y demás ambientes se ha utilizado el sistema de techado de losas aligeradas y el sistema estructural consiste en muros de corte, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado. Los muros fueron pre dimensionados de tal manera que el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño del análisis estático,



sea resistida únicamente por el concreto, mientras que para pre dimensionar las columnas solo se consideró la carga axial.

Para realizar el análisis del edificio se desarrolló un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales. Las solicitaciones se obtuvieron del NTE E-0.20. Se verificó que las derivas fueran menores a los valores permitidos en NTE E-0.30. El diseño por cortante de las vigas fue cubierto por los criterios mínimos de confinamientos que indica la NTE E-060. Los requisitos de corte en columnas se cumplieron con los estribos mínimos y en el caso de las placas, la cuantía mínima satisfizo la demanda de corte de las mismas.

En el área destinada para Auditorio se ha utilizado el sistema de techado de losas aligeradas, Cobertura metálica y el sistema estructural consiste en Pórticos de Concreto, combinados con Muros de Corte y vigas de concreto armado. Los Pórticos fueron pre dimensionados de tal manera que el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño del análisis estático, sea resistida únicamente por el concreto.

Las coberturas se diseñaron a dos aguas, sus vigas fueron diseñadas con vigas tipo H para las vigas principales y secundarias.

El presente informe de investigación está estructurado de la siguiente manera:

Capítulo I: Aspectos Generales, donde se presentan los aspectos informativos básicos de la zona en estudio y de la investigación.

Capítulo II: Marco Teórico, en el cual se describen los términos utilizados a lo largo del informe y se presentan los aspectos relevantes para la realización del diseño



arquitectónico y estructural del Pabellón de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, así como los parámetros de diseño para el mismo y los tipos de sistemas y su diseño.

Capítulo III: Materiales y Métodos, que comprende el listado de los diferentes materiales utilizados en la presente investigación, además de una descripción detallada de los métodos que han permitido llevarla a cabo.

Capítulo IV: Resultados y discusión, el cual incluye los análisis realizados para definir el diseño arquitectónico, los cálculos para el diseño estructural propuesto, así como sus resultados.

Capítulo V: Diseño Arquitectónico, en el que se presenta los parámetros utilizados en la definición del diseño y los esquemas más relevantes del mismo.

Capítulo VI: Conclusiones y Recomendaciones, donde se sintetizan las ideas y logros obtenidos a lo largo de la investigación y se verifica la hipótesis. Además se consolidan las sugerencias para la continuación de la presente investigación, en el caso de su construcción.



CAPÍTULO I:

ASPECTOS GENERALES



1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1. ANTECEDENTES

La Universidad Nacional del Santa en la Región Ancash, representa a la institución irradiadora de cultura y desarrollo que forja el pensamiento modernista, futurista e innovador de este pueblo con el fin de revertir el atraso social y cultural del que presenta gran parte de la población, ofrece dentro de las carreras profesionales la especialidad de Ingeniería Civil que viene funcionando desde 1991 año como una opción más al estudiantado de la región y del país.

La Universidad Nacional del Santa, desde su creación ha venido desarrollando un programa gradual de construcción de su infraestructura física, es así que en la actualidad son varias las escuelas académico profesionales que se encuentran dotadas de su propia infraestructura lo que les permite desarrollar con mayor eficiencia y orden sus actividades rutinarias, ya sean académicas o administrativas.

Por el hecho de que la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil todavía no cuenta con infraestructura propia se ha decidido tomar la opción de desarrollo de la presente tesis relacionada al diseño de las instalaciones que servirán para el funcionamiento de las labores académicas de dicha escuela profesional.

El espacio donde se ubica el proyecto está ubicado dentro del Campus Universitario I de la Universidad Nacional del Santa, al costado del Pabellón de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería en Energía. El espacio principal está conformado por un rectángulo de 90m x 50m lo que da un área de 4500 m².



Actualmente se cuenta con infraestructura en donde se ubican los laboratorios de Mecánica de Suelos, Tecnología del Concreto, Hidráulica y de Estructuras que ocupa un área 3383.60 m². En suma el área total de terreno es igual a 7883.60 m² con una capacidad portante de 15.5 ton/m². Para mayor detalle ver Plano N° A-01.

1.2. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIOS

La ubicación se detalla en el anexo correspondiente en el plano N°A-01

La topografía de la zona es plana con pendientes menores de 5%, por lo que no es necesario hacer un plano topográfico a curvas de nivel sino solamente un plano planímetro.

Los linderos de la zona donde se edificar el Pabellón son los siguientes:

Por el Norte: Con la vereda de circulación central de doble vía.

Por Sur: Con un tramo de la prolongación de la Av. Argentina.

Por el Este: Con una Plazoleta Universitaria.

Por el Oeste: Con el Pabellón de Ing. en Energía.

1.3. INVESTIGACIONES RELACIONADAS CON EL TEMA

A) **TESIS:** Diseño Integral del Pabellón de Ingeniería Civil de la Universidad del Santa (2001)

Autores: Encarnación Arellano Orlando y Mendoza Chinchayan Angel.

Objetivo: Elaboración de un Proyecto de Diseño del pabellón de Ingeniería Civil que haga posible la construcción del mismo.

Situación problemática Planteada



La necesidad de Ambientes para poder desarrollar las actividades académicas, ya que desde su creación ha venido desarrollando sus actividades en ambientes pertenecientes a la Escuela de Sistemas e Informática y últimamente en el Pool de Aulas.

Metodología: descriptiva

Conclusión

Se concluye que elaborar un proyecto del cual no se tiene ningún antecedente contempla varias etapas que hay que desarrollar como son: Recopilación de información, esbozo preliminar de una distribución tentativa, correcciones y modificaciones del anteproyecto, replanteo de estructuras, dibujo de planos, redacción del informe final y presentación del proyecto.

B) **TESIS:** Diseño integral del Proyecto: Colegio Nuevo Chimbote.

Autores: Casamayor Diestra Elvis Alexander y Valuis Canchari Juan Carlos.

Situación problemática Planteada

Las condiciones de entorno del planteamiento integral del desarrollo del proyecto de construcción del colegio de Nuevo Chimbote están dadas por el natural cumplimiento de dotar de una buena infraestructura física al distrito de Nuevo Chimbote y la de promover la formación integral del alumnado.

Metodología: descriptiva

Conclusión

El sistema estructural elegido para el presente proyecto es el resultado de una evaluación previa del comportamiento de los diferentes elementos estructurales sometidos a las diferentes sollicitaciones de cargas y fuerzas a



fin de que se verifique que estos esfuerzos no sobrepasen los valores máximos permisibles.

C) **Tesis:** Bono sitio propio, Distrito de Nuevo Chimbote, Ancash (2009).

Autores: Ramírez Salazar Ivan Gerson y Rojas Marrero Roger.

Objetivo: Proporcionar a la población un módulo de vivienda segura y habitable, mejorando su calidad de vida.

Situación problemática Planteada

El subsidio que el gobierno destina a los créditos de vivienda del programa techo propio denominado bono sitio propio es de S/. 17500.00 anuncio el ministerio de vivienda.

Metodología: descriptiva

Conclusión

Para tener una vivienda de sistema convencional (albañilería y losa aligerada se debe contar con S/. 26 200.00 soles (promedio) para cubrir un área de 36 m².

1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En los últimos años la comunidad universitaria de la Universidad Nacional del Santa se ha visto afectada por la carencia de infraestructura educativa, no obstante las distintas Escuelas Académico Profesionales han desarrollado internamente proyectos para mejorar y ampliar su infraestructura, de las cuales ya se ha construido un promedio del 70% y otras se encuentran en proceso de construcción. Además, esto se va agravando por el incremento de la población universitaria debido a la creación de nuevas carreras.



Por otra parte los estudiantes de 1° al 4° ciclo pertenecientes a la carrera de Ingeniería Civil, son los más afectados por la carencia de ambientes para aulas y el desarrollo de las sesiones de aprendizaje se dan en lugares adaptados como los laboratorios en la Escuela, debido a la inexistencia de estos ambientes, así como en los ambientes del Pool de Aulas A y B.

De igual manera se ven afectados en el tiempo que se toma al trasladarse de estos ambientes hacia las instalaciones de la Escuela de Ingeniería Civil para el desarrollo de otras actividades como por ejemplo administrativas o el uso de los laboratorios (suelos, topografía, estructuras, concreto, hidráulica, computación).

Por lo cual el problema queda planteado de la siguiente manera:

¿Será la carencia de ambientes académicos como aulas y otros, el principal problema para el desarrollo de la Ingeniería civil en la UNS; propiciando el diseño del pabellón?

1.5. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El Proyecto se justifica por la inexistencia de ambientes adecuados en la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil para desarrollar las labores educativas y administrativas en óptimas condiciones.

1.6. IMPORTANCIA

El presente proyecto de trabajo de investigación, es importante porque:

- El proyecto permite contar con un estudio que sirve como sustento preliminar para la culminación del Pabellón de Ingeniería Civil.



- Contempla el desarrollo de ambientes confortables para que el personal administrativo y docente realice sus labores académicas y administrativas.
- Considera una interacción entre los alumnos de los diferentes ciclos académicos.
- Desarrolla los ambientes adecuados para el aprendizaje de los alumnos de la E.A.P de ingeniería Civil.
- Permite una interacción entre las demás dependencias existentes proyectadas en el ambiente de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil.

1.7. OBJETIVOS

1.7.1. Objetivo General

Diseñar del Pabellón de Ingeniería Civil II etapa – Nuevo Chimbote - Ancash.

1.7.2. Objetivos Específicos

- Identificar las áreas necesarias para el alumno y el personal administrativo en Pabellón de Ingeniería Civil II etapa.
- Definir el programa de áreas del Pabellón de Ingeniería Civil II etapa.
- Determinar la capacidad portante del suelo para el diseño de la infraestructura del Pabellón de Ingeniería Civil II etapa.

1.8. HIPÓTESIS

Si se diseña el Pabellón de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil II Etapa – Nuevo Chimbote - Ancash, entonces se tendrá un documento que



contenga los ambientes necesarios para ser ejecutado y cuando lo sea los servicios académicos y administrativos a los estudiantes de la Escuela de Ingeniería Civil mejorarán en un 100 %.

1.9. VARIABLES

1.9.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

- Características del terreno donde se ubica el proyecto.
- Características de la población usuaria.

1.9.2. VARIABLE DEPENDIENTE

- Diseño de Pabellón de Ingeniería Civil II etapa en la Universidad Nacional del Santa.

1.10. DISEÑO EXPERIMENTAL

Descriptivo – Aplicativo

1.11. DELIMITACIÓN DEL PROYECTO DE TESIS

El presente proyecto de Tesis consiste en el Diseño Arquitectónico y Estructural del Pabellón de Ingeniería Civil.

1.12. ESTRATEGIA DE TRABAJO

- Recopilación y análisis de información bibliográfica.
- Toma de datos mediante observación directa en campo.
- Realización de ensayos y estudios en laboratorio.
- Procesamiento de datos en gabinete.
- Elaboración del informe final de tesis.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P. ING.CIVIL

TESIS: "DISEÑO DEL PABELLÓN DE
INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH".

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO



2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. DEFINICIONES

- ✓ **Universidad:** Institución destinada a la enseñanza superior (aquella que proporciona conocimientos especializados de cada rama del saber), que está constituida por varias facultades y que concede los grados académicos correspondientes.
- ✓ **Comunidad universitaria:** Está integrada por estudiantes matriculados en cualquiera de las enseñanzas que se imparten en las universidades, el personal investigador, el personal docente e investigador, el de administración y servicios adscrito a universidades del sistema universitario.
- ✓ **Escuela Académico Profesional:** Es la Unidad Operativa que a través de la cual la Facultad cumple con la formación académico profesional de los estudiantes en las diferentes especialidades que ofrece. Depende directamente del Decanato y está a cargo de un Director que es elegido por el Consejo de Facultad de una terna propuesta por un Comité.
- ✓ **Aula:** Es el espacio donde se desarrolla el proceso de enseñanza-aprendizaje formal, independientemente del nivel académico o de los conocimientos impartidos en cada uno de ellos. El aula es generalmente un salón de dimensiones variables que debe contar con espacio suficiente como para albergar a los sujetos intervinientes en el mencionado proceso: el docente y los alumnos. Este espacio consta normalmente de un área para el trabajo del



educador y con un área más amplia donde trabajan los alumnos de la manera más cómoda posible a fin de obtener los mejores resultados.

- ✓ **Arquitectura:** Arte y técnica de diseñar, proyectar y construir edificios y espacios públicos.
- ✓ **Diseño arquitectónico:** Es un proceso creativo por excelencia y posee como cometido final la de satisfacer las necesidades de espacios habitables. Disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos enmarcado dentro de la arquitectura.
- ✓ **Planeamiento urbano:** Planeamiento de una futura comunidad o guía para la expansión de una comunidad actual, de manera organizada, teniendo en cuenta una serie de condiciones medioambientales para sus ciudadanos, así como necesidades sociales y facilidades recreacionales; tal planeamiento incluye generalmente propuestas para la ejecución de un plan determinado. También llamada planificación urbana, ordenación urbana.
- ✓ **Espacio Arquitectónico:** Referencia al lugar cuya producción es el objeto de la arquitectura. El espacio creado por el ser humano (en otras palabras, un espacio artificial) con el objetivo de realizar sus actividades en las condiciones que considera apropiadas.
- ✓ **Diseño estructural:** Es una de las áreas donde se desarrolla la Ingeniería Civil y se realiza a partir de las potencialidades que un material puede ofrecer, así como sus características naturales que lo hacen específico, su bajo costo y las propiedades mecánicas que posee.



- ✓ **Carga muerta:** Carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la misma estructura más la de los elementos permanentes. También llamada carga permanente.
- ✓ **Carga viva:** Carga externa movable sobre una estructura que incluye el peso de la misma junto con el mobiliario, equipamiento, personas, etc., que actúa verticalmente, por tanto no incluye la carga eólica. También llamada carga variable.
- ✓ **Carga de servicio:** Carga concentrada que se aplica en el nudo de una viga. También llamada carga de trabajo, carga de uso.
- ✓ **Sismo:** serie de vibraciones de la superficie terrestre generadas por un movimiento brusco y repentino de las capas internas (corteza y manto)
- ✓ **Cortante en la base:** Fuerza cortante que se desarrolla en la base de una estructura al ser desplazada por los movimientos sísmicos de un terremoto; valor de cálculo mínimo que se obtiene al multiplicar la carga muerta total de la estructura por varios coeficientes que presentan el carácter y la intensidad de los movimientos sísmicos, la masa y la rigidez de la estructura, etc.
- ✓ **Espectro de Diseño:** Un espectro de diseño, entonces, es la herramienta, que permite calcular las construcciones, teniendo en cuenta la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo, y las características de la estructura (periodo de vibración).
- ✓ **Suelo:** Desde el punto de vista de la ingeniería, es el sustrato físico sobre el cual se realizan las obras, del que importan las propiedades físico-químicas, especialmente las propiedades mecánicas.



- ✓ **Cimentación:** Es el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo y que las deformaciones producidas por éste sean admisibles para la estructura.
- ✓ **Zapata:** Es un tipo de cimentación superficial (normalmente aislada), que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresión medias o altas. Consisten en un ancho prisma de hormigón (concreto) situado bajo los pilares de la estructura.
- ✓ **Columna de concreto:** Es el elemento que tiene como tarea fundamental transmitir las cargas de las losas hacia los cimientos, la principal carga que recibe es la de compresión, pero en conjunto estructural la columna soporta esfuerzos flexionantes también, por lo que estos elementos deberán contar con un refuerzo de acero que le ayuden a soportar estos esfuerzos.
- ✓ **Vigas:** Son elementos estructurales que pueden ser de concreto armado, diseñados para sostener cargas lineales, concentradas o uniformes, en una sola dirección. Una viga puede actuar como elemento primario en marcos rígidos de vigas y columnas, aunque también pueden utilizarse para sostener losas macizas o nervadas. La viga soporta cargas de compresión, que son absorbidas por el concreto, y las fuerzas de flexión son contrarrestadas por las varillas de acero corrugado, las vigas también soportan esfuerzos cortantes hacia los extremos por tanto es conveniente, reforzar los tercios de extremos de la viga.



- ✓ **Estribo:** Refuerzo metálico, generalmente de acero, para juntar y atar elementos constructivos de un edificio.

2.2. ESTUDIOS DE SUELOS

El estudio de suelo como uno de los estudios básicos que antecede al desarrollo de todo proyecto de edificación, determinara la conceptualización de una estructura segura y resistente a las solicitaciones a la que estará sometida esta.

El estudio de suelos nos determinara los parámetros que se deben considerar para el tipo de cimentación a utilizar en la estructura.

Este estudio nos permite recabar datos importantes que utilizaremos en el cálculo de las cimentaciones. Estas datos básicos lo constituyen la densidad del suelo, análisis granulométrico, peso volumétrico, relación de vacíos, compacidad relativa, ángulo de fricción interna, etc. que nos permitirán finalmente calcular la capacidad portante del suelo que es el factor primordial para el diseño de las cimentaciones.

El Estudio de suelos tiene por objeto determinar las propiedades físico - mecánicas del subsuelo del área de estudio con fines de cimentación, para el proyecto de Tesis "DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA", el estudio se realiza por medio de trabajos de exploración de campo, sondajes y ensayos de laboratorio necesarios para definir el perfil estratigráfico del área en estudio, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionándose las condiciones mínimas de cimentación, indicándose tipo y



profundidad de los cimientos, capacidad portante, análisis de asentamiento y las recomendaciones necesarias.

Para alcanzar el objetivo principal, previamente se requiere lograr los siguientes objetivos secundarios:

- » Elaboración de un estudio geológico superficial de la zona, que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- » Realización de los ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos y ensayos especiales.
- » Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- » Elaboración de los perfiles geotécnicos del área del estudio.
- » Elaboración de las recomendaciones técnicas de cimentación, diseño estructural.

2.2.1. GEOMORFOLOGÍA

El Distrito de Nuevo Chimbote y sus alrededores está enmarcado dentro de las siguientes geomorfologías:

- a. Unidad de playas.
- b. Unidad de pantano.
- c. Unidad de depósitos aluviales de Lacramarca.
- d. Unidad de colinas.
- e. Unidad de dunas.



a) Unidad de playas

Se ubican a lo largo de la costa de la Bahía de Samanco, con un ancho promedio de 10 a 30 m. Está constituido de arenas gruesas y conchas marinas, con intercalaciones de arcillas en los laterales.

b) Unidad de pantanos

Limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial de Chimbote, presentándose con nivel freático casi superficial y en las áreas distales del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Lacramarca, cuyas aguas se infiltran y fluyen subterráneamente hacia el mar.

c) Unidad de depósitos aluviales del río Lacramarca

Se encuentra a lo largo del cono aluvial, ensanchándose cerca a la desembocadura del río Lacramarca en el Océano Pacífico. Los depósitos aluviales se extienden desde Chimbote Viejo hasta Chimbote Nuevo.

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Lacramarca, que en épocas de crecidas produce la erosión local y general del cauce e inundación de las planicies inundables, comprometiendo la seguridad de las obras de ingeniería emplazadas en el cauce y faja marginal del río.

Dicha unidad está constituida de arenas, limos y gravas en profundidades de 5 m a 10 m. El nivel freático varía desde 0.00 m (pantano) hasta 1.50 m de profundidad (áreas limítrofes del abanico).



d) Unidad de colinas

Es parte de la vertiente andina, constituida de rocas graníticas cubiertas superficialmente con arenas eólicas, formando colinas suaves y onduladas cuyas pendientes varían de 3° a 10° , como se observa en los alrededores del Hospital Regional, Edificio de Admisión de la Universidad Nacional del Santa.

e) Unidad de dunas

Son depósitos eólicos, ubicados en la margen derecha del río Lacramarca, en la Pampas de Alconcillo y en los alrededores e interiores de la ciudad universitaria de la Universidad Nacional del Santa, donde tienen espesores de 3 m a 10 m aproximadamente.

2.2.2. GEOLOGÍA LOCAL

El Distrito de Nuevo Chimbote y sus alrededores, se han reconocido las siguientes unidades estratigráficas:

a) Basamento rocoso

Se encuentra constituido por granito y granodiorita, ubicados en las colinas bajas y medias, cubiertas por depósitos eólicos.

Estas rocas pertenecen al Batolito de la Costa y corresponden a cuerpos ígneos que gradan de granitos a granodioritas. Las rocas son de color gris oscuro, de textura granular de grano medio a grueso, en las diaclasas tienen tonalidad rojiza y están meteorizadas. No obstante, existe la



tendencia a disminuir el grado de meteorización y mejorar sus propiedades físico-mecánicas en profundidad.

b) Cuaternario

- Depósitos fluvio-aluviales

Se encuentran en ambas márgenes del cauce del río Lacramarca, predominantemente en la parte baja del valle.

En estos depósitos se observan huellas de inundaciones recientes, donde los suelos arcillosos y limosos colmatados presentan actualmente grietas de desecación.

- Depósitos de arenas eólicas (Dunas)

Se han formado en las pampas de Alconcillo, la margen derecha del río Lacramarca dentro del gran abanico aluvial y Universidad Nacional del Santa. En las Pampas de Alconcillo, las dunas tienen un espesor aproximado de 5 a 10 m., en la zona del río Lacramarca las dunas son de forma alargada y, están ubicadas paralelo al cauce del río con un espesor aproximado de 10 m a 15 m y en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional del Santa se ubican a la altura de la puerta principal y la segunda puerta, las dunas son de forma alargada tienen un espesor aproximado de 2 a 7 m.



2.2.3. GEODINÁMICA EXTERNA

a) Fluvio aluvional (Q-al)

Con la ocurrencia del Fenómeno "El Niño" (años 1983 y 1998), la cuenca del río Lacramarca ha sufrido fuertes precipitaciones pluviales asociados con procesos erosivos en las partes media y alta de cuenca, transportando flujos hiperconcentrados (flujo de barro y huaycos) hacia la parte baja de la cuenca. El material transportado se deposita en la parte final del curso del río produciendo la colmatación del cauce y la reducción de su capacidad de conducción, con sus consecuentes efectos destructivos.

b) Inundaciones

El río Lacramarca ha sufrido desbordamientos que han inundado el centro de Chimbote, como la inundación ocurrida en marzo de 1972, que afectó muchos asentamientos humanos e interrumpió los servicios básicos de agua, alcantarillado y energía eléctrica.

Si bien el río Lacramarca no trae agua en años secos y normales, en años de ocurrencia de fenómenos "El Niño fuerte" y "El Niño débil" el escurrimiento del río provoca inundaciones. En efecto, el río arrastra en forma de flujos hiperconcentrados las arenas que se acumularon en grandes cantidades durante los años secos y cubren las partes bajas del curso del río, provocando desbordamientos y daños al sector, zonas industriales, caminos y puentes, casas, instalaciones de agua y alcantarillado, y torres de alta tensión de energía eléctrica rural. A



consecuencia de las inundaciones, el río deposita materiales finos (limos y arcillas) a distancias considerables con respecto al río, formándose capas delgadas del material fino que al secarse forman grietas de desecación.

c) Erosión de playa

La acción marina como fenómeno marino no es notorio, sin embargo, se han encontrado arenas de playa antiguas cerca a la carretera Panamericana Sur, deduciendo que hubo una regresión marina de unos 200 m a 400 m de distancia, siendo actualmente zona con edificaciones.

d) Sismicidad

El Perú es un país que se encuentra dentro de las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo, forma parte del CENTURON CIRCUM PACIFICO, debido a que la Placa de Nazca se mueve horizontalmente y se introduce debajo de la Placa Sudamericana, ocasionando deformación y concentración de fuerzas, cuando los esfuerzos exceden cierto límite, la presión liberada por un movimiento fuerte de la placa, generan movimientos sísmicos, por lo que la ocurrencia de movimientos telúricos en la zona de Chimbote se mantiene vigente.

Fue una Misión Japonesa la que realizo por primera vez investigaciones completas del suelo de Chimbote, entre los meses de Julio - Septiembre del año 1,970, luego del Terremoto del 31 de Mayo de 1,970, posteriormente el Dr. Miodrog Velkov del Programa de las Naciones



Unidas para el Desarrollo realiza estudios sísmicos del área afectada por el sismo del 31 de Mayo de 1,970; los resultados de los estudios, conclusiones y recomendaciones están contenidos en el "REPORT ON SISMIC MICROZONING OF CHIMBOTE AREA".

La Misión Japonesa, luego de sus estudios, elabora el MAPA DE MICROZONIFICACION SISMICA DE CHIMBOTE, dividiéndose el área de Chimbote en zonas, dadas las características de vulnerabilidad sísmica e inundaciones.

Luego la Dirección del Plan de Desarrollo de Chimbote, encarga a la firma Arnaldo Carrillo Gil & Asociados para la realización de investigaciones de suelos denominado " Estudio de Suelos para Cimentación y Pavimentos para el Plan de Desarrollo de Chimbote ", para establecer la capacidad de carga, condiciones de deformación y alternativas de cimentación y pavimentos.

En Agosto de 1986, la firma Arnaldo Carrillo Gil -Asociados realizo estudios de Mecánica de Suelos en el Campus Universitario para diseño de Cimentaciones del edificio del CEIDUNS y el Tanque Elevado - Reservorio.

-En Febrero de 1990, el Centro Peruano-Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID) hizo el estudio denominado "Evaluación del Potencial de Licuefacción de Suelos de la Ciudad de



Chimbote", e incluso se hizo un Ensayo de Penetración Estándar en la zona del campus de la Universidad Nacional del Santa.

Estos estudios establecen que:

- El subsuelo del área de Chimbote se compone principalmente de depósitos de arena gruesa, además en la mayor parte del área en estudio se encontró que el arena tiene densidad media, pasa a arena muy compacta y/o grava, extendiéndose hasta el lecho rocoso.
- Las arenas sometidas a fuerzas vibratorias (Sismos), tienen tendencia a compactarse (Densificación) y si la compactación se produce en arenas sueltas saturadas de agua, sin drenaje adecuado, las aguas pueden vencer la resistencia del arena, pudiéndola llevar al estado líquido (Licuefacción).

De acuerdo a la Carta de Regionalización Sismotectónica del Perú, el área de estudio se encuentra en la zona V; y según el Mapa de Zonificación Sísmica del Perú (Reglamento Nacional de Edificaciones), se ubica en la zona IV. En ambos casos, indica que la ciudad de Chimbote se encuentra en una zona de sismicidad alta, sismoactiva en el presente siglo, con predominio de sismos intermedios.

Los sismos en el área de estudio presentan el mismo patrón general de distribución espacial que el resto del territorio peruano; caracterizado por la concentración de la actividad sísmica en el litoral, paralelo a la costa,



por la subducción de la Placa de Nazca. Los sismos de mayores intensidades registrados en el área de influencia del estudio son:

- Sismo del 24 de mayo de 1940, que afectó las localidades de la costa central, norte y sur del Perú, alcanzando intensidades máximas de VII y VIII en la escala de Mercalli Modificada (MM).
- Sismo del 10 de noviembre de 1946, que afectó al Departamento de Ancash, alcanzando una intensidad máxima de VII MM.
- Sismo del 18 de febrero de 1956, con intensidad promedio de VIII MM, afectando el Callejón de Huaylas.
- Sismo del 17 de octubre de 1966, con intensidades máximas entre VII y VIII MM, afectando las localidades de Lima, Casma y Chimbote.
- Sismo del 31 de mayo de 1970, que ha sido un terremoto catastrófico en las localidades de Chimbote y Huaraz, alcanzando intensidades máximas de VIII MM.
- Sismo del 21 de agosto de 1985, que afectó las ciudades de Chimbote y Chiclayo, alcanzando una intensidad promedio de V MM.
- Sismo del 10 de octubre de 1987, con intensidades máximas de IV y V MM, sentido en las ciudades de Chimbote y Santiago de Chuco.
- Sismo del 23 de Junio del 2001, con intensidades máximas de VIII MM, sentido en las ciudades de Nazca, Ica, Arequipa y Tacna.

El análisis de los sismos registrados nos permite aseverar que los sismos más destructivos alcanzaron intensidades de VIII MM, los mismos que se caracterizaron por ser de tipo intermedios y profundos. La información



histórica e instrumental no ha registrado sismos de tipo superficial en las inmediaciones del área de estudio.

2.2.4. PROSPECCIONES DE CAMPO

a) Ensayo de penetración Dinámica (DPL)

Este método describe el procedimiento generalmente conocido como ensayo de penetración ligera, consiste en introducir al suelo una varilla de acero, en una punta se encuentra un cono metálico de penetración con 60° de punta, mediante la aplicación de golpes de un martillo de 10kg que se deja caer desde una altura de 0.50m. Como medida de la resistencia a la penetración se registra el número N, ha sido correlacionado con algunas propiedades relativas al suelo, particularmente con sus parámetros de resistencia al corte, capacidad portante, densidad relativa del suelo.

Este ensayo impone sobre un suelo condiciones idealizadas, o sea indica la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado en la dirección horizontal. Sobre este plano actúan dos fuerzas, una normal por una carga vertical aplicada y un esfuerzo cortante debido a la acción de una carga horizontal. Para realizar respectivos ensayos siempre debemos tener en cuenta si el suelo es cohesivo y los respectivos cálculos se realizan a las 24 horas de haber saturado la muestra.



b) Calicatas

Son excavaciones abiertas que permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar, permitiendo realizar la extracción de muestra y perfil estratigráfico.

c) Muestreo Disturbado

Recojo del suelo que ha sufrido la alteración de una cualquiera, o varias, de sus propiedades físicas, químicas o biológicas, y no conserva la configuración ni la textura que poseía originalmente dentro del perfil u horizonte en que se hallaba situado.

d) Muestreo no disturbado

Recojo del suelo que no ha sido sometida a la alteración de sus propiedades físicas, químicas o biológicas, así como a variaciones en su textura original y en su configuración dentro del perfil u horizonte en que se hallaba.

2.3. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico es un proceso epistemológico (del griego: conocimiento. Fundamentos y métodos del conocimiento científico) que debe resolver problemas para crear los espacios con las condiciones óptimas para que el ser humano desarrolle todo tipo de actividades, y es precisamente la tecnología la que permite al arquitecto tener la versatilidad conceptual que se requiere para obtener las respuestas correctas.



El objetivo principal es la creación de espacios que cumplan con las expectativas de la arquitectura contemporánea, coadyuvando (contribuyendo) a un mejor desarrollo de las actividades socioculturales del ser humano. Es decir, crear espacios dignos, confortables y de acuerdo con los factores económicos vigentes.

La metodología en el diseño arquitectónico, es un instrumento que el diseñador utiliza para llevar a cabo en forma sistemática el proceso que ayuda a conceptualizar y realizar un proyecto determinado. Considerando lo anterior, se presenta una metodología que comprende las siguientes etapas:

- ✓ Detección del problema dentro de una comunidad preestablecida.
- ✓ Investigación del sitio y documental.
- ✓ Estudio de edificios análogos.
- ✓ Programa arquitectónico.
- ✓ Primera imagen conceptual.- Es el o los esbozos de las soluciones posibles.
- ✓ Anteproyecto.- Es una versión dimensionada de la (o las) soluciones escogidas como más convenientes.
- ✓ Proyecto.- Es la versión final, ajustada en dimensiones, especificación de materiales y criterios constructivos para su ejecución.
- ✓ Redacción del proyecto.- Es la elaboración de los documentos necesarios para la interpretación del proyecto por todos los



interesados, en especial los encargados de su construcción.

2.4. ESTRUCTURACIÓN

Toda edificación tiene tres elementos fundamentales: La Estructura, las Instalaciones (eléctricas y sanitarias) y los Acabados. Se considera como Estructura al conjunto de elementos capaces de soportar, transmitir o absorber diversas fuerzas externas y/o internas y cuya función principal es la de prever resistencia y en determinadas situaciones rigidez y ductilidad; y la Estructuración, a diferencia de la Estructura, es la disposición de los diferentes elementos estructurales (vigas, columnas, losas, placas, cimentación) en forma adecuada y de acuerdo a las normas del cálculo estructural y sismorresistente. La Estructuración comprende dos etapas:

- Creativa: Concepción inicial que permite determinar el esquema estructural. Mediante la concepción estructural se decide las principales características de la estructura como son:
 - ✓ Forma de la estructura en general y de sus elementos particulares.
 - ✓ Ubicación y distribución de sus elementos.
 - ✓ Dimensionamiento básico de sus elementos.
- Cuantitativa: Representa el cálculo numérico (estructural y sismorresistente), que concluye en los planos, con detalle respetando las normas indicadas en el RNE. Mediante el cálculo numérico determinamos los valores precisos para los parámetros de nuestro esquema estructural, como son:
 - ✓ Dimensiones definitivas de los elementos estructurales (vigas,



columnas, losas, placas y cimentaciones).

- ✓ Tipos y calidad de materiales (concreto, acero, madera).
- ✓ Cantidad, calidad y disposición de fierros.

Nota:

La concepción estructural no se realiza aisladamente, ella está ligada, íntimamente a la concepción integral de la obra, a la satisfacción de funciones; a los recursos materiales y en ciertos casos a requisitos estéticos (arquitectónicos).

FUENTE: Defensa Civil.

2.4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

La estructuración consiste en distribuir los elementos estructurales siguiendo una serie de criterios y tomando como base los planos de arquitectura. Es el primer paso que se sigue para diseñar un edificio y uno de los más importantes, ya que de la estructuración dependerá la variabilidad de los resultados del análisis estructural respecto de las fuerzas reales, y también si la predicción del comportamiento de la estructura durante un sismo se acerca a la realidad, por lo que es importante tener una estructuración tan simple como sea posible.

En el libro "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" (A. Blanco, 1994), el autor señala los principales criterios a tener en cuenta para estructurar un edificio, a continuación se muestran los más importantes:



a) **Simplicidad y simetría**

Se busca que un edificio tenga simplicidad y simetría en su estructuración porque esto ayuda a que tenga un buen desempeño sísmico. Esto es debido a dos motivos principales:

Los modelos realizados para obtener las solicitaciones en los elementos de un edificio son más precisos en estructuras simples. Cuando se analizan estructuras complejas nos veremos obligados a hacer simplificaciones que nos pueden llevar a resultados que no se adecuan con la realidad.

La predicción del comportamiento sísmico de una estructura es mucho más cercana a la realidad en edificios simples y simétricos. Un edificio no simétrico generalmente presenta problemas de torsión debido a la excentricidad entre sus centros de masa y rigidez, los cuales son difíciles de cuantificar y pueden aumentar considerablemente los esfuerzos durante un sismo.

b) **Rigidez Lateral**

Es importante proveer al edificio de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, ya que éstos ayudan a controlar los desplazamientos durante un sismo.

Es importante controlar los desplazamientos porque causan pánico en las personas que se encuentran en la edificación, sobre todo en pisos altos, además causan daños en elementos no estructurales, y se ha comprobado que los edificios con una rigidez lateral adecuada tienen mejor desempeño sísmico que estructuras lateralmente flexibles.



c) Resistencia y ductilidad

El edificio deberá resistir las solicitaciones sísmicas y de gravedad de manera que presente un comportamiento dúctil. Para lograr dicho comportamiento, los elementos de concreto armado deberán ser capaces de tomar deformaciones incluso luego de su etapa elástica.

d) Uniformidad y continuidad

Evitar cambios bruscos en las rigideces de los elementos, tanto en planta como en elevación.

Generalmente un cambio en la continuidad genera un comportamiento no deseado, los esfuerzos se concentran en las zonas cuyas dimensiones se reducen causando daños en la estructura. Si es necesario modificar la rigidez de algún elemento estructural es recomendable hacerlo progresivamente, nunca bruscamente.

e) Diafragmas Rígidos

Al realizar el modelo de un edificio regularmente se asume que cada piso se comporta como una unidad. Esto se debe a que las losas, ya sean aligeradas o macizas, presentan una gran rigidez en su plano, por lo que sería válido asumir que todos los elementos que estén conectados por la losa tienen la misma deformación lateral. Pero siempre es necesario asegurarse que esta hipótesis sea correcta, comprobando que las losas no presenten cambios en su rigidez, y si esto sucede, realizar las medidas correctivas ya sea en el modelo o en la estructuración.



Si se presentan reducciones de sección importantes en losas, o se tienen estructuras irregulares en altura o en planta, es conveniente separarlas mediante juntas sísmicas debidamente diseñadas de manera que queden divididas en estructuras independientes que presenten diafragmas mejor definidos.

2.4.2. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

La estructuración de un edificio consiste en definir la disposición geométrica del sistema resistente a cargas que lo constituirá, la cual debe adecuarse a las necesidades del cliente, representadas por el plano de arquitectura. Podría decirse que la estructuración no tiene una respuesta única, ya que dos ingenieros estructurarían de forma diferente una arquitectura dada, y ambas soluciones podrían ser consideradas "correctas". No obstante, existen buenas prácticas o criterios de estructuración para países sísmicos como el nuestro.

2.4.3. CRITERIOS GENERALES DE LA CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. Debe además tratar de evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas considerada, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones.



Los principales criterios que es necesario tomar en cuenta para lograr una estructura sismorresistente en un edificio son: La escala o tamaño del edificio, la altura del edificio, el tamaño horizontal, la proporción, la simetría, la distribución y concentración de fuerzas sísmicas, la densidad de la estructura en planta, las esquinas exteriores, la resistencia perimetral del edificio, la redundancia de elementos estructurales, entre otros.

2.4.4. METODOLOGÍA DEL DISEÑO

El diseño del edificio se realizará dentro del marco normativo del "Reglamento Nacional de Edificaciones" (RNE), el cual a su vez se subdivide en varios capítulos o normas.

En la siguiente tabla se muestra las Normas a las cuales nos referiremos durante el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio.

Tabla 2.1. Normas del RNE citadas en el presente trabajo

Norma	Versión
E. 020 Cargas	Mayo, 2006
E. 030 Diseño sismorresistente	Enero, 2016
E. 050 Suelos y cimentaciones	Mayo, 2009
E. 060 Concreto armado	Julio, 2009

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

En primer lugar, antes de proceder al diseño, se debe realizar una estructuración adecuada del edificio, teniendo en cuenta los planos de arquitectura y una serie de criterios que serán descritos en el Capítulo 2.



Luego se procede a predimensionar los elementos estructurales para después metrar las cargas que obran sobre estos elementos y realizar el análisis estructural de los mismos. Una vez obtenidas las solicitaciones, se diseñan los elementos estructurales, de acuerdo a cada caso.

De acuerdo al artículo 9.1.1 de la Norma E.060, el principio básico del diseño por resistencia (método LRFD), es diseñar los elementos estructurales para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u).

Asimismo, la Norma E.060 en su artículo 9.3.1 indica el procedimiento para calcular estas resistencias de diseño (ϕR_n). Deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de la Norma, multiplicada por los factores de reducción de resistencia (ϕ) especificados en la siguiente tabla, dependiendo del tipo de solicitación a analizar.



Tabla 2.2. Factores de reducción de carga (ϕ) según la Norma E.060.

Solicitud	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Tracción y flexo-Tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexocompresión:	
- Elementos con espirales	0.75
- Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70
Zonas de anclaje del post-tensado	0.85
Concreto simple	0.65

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Por otro lado, en su sección 9.2 la Norma E.060 indica el procedimiento para calcular las resistencias requeridas (R_u), mediante combinaciones de carga y factores de amplificación que obedecen a la variabilidad en la medición de las cargas y la precisión de los métodos de análisis estructural. La resistencia requerida (R_u) deberá ser como mínimo el mayor valor de las siguientes combinaciones:

$$\begin{aligned}U &= 1.4 CM + 1.7 CV \\U &= 1.25 (CM + CV) \pm CS \\U &= 0.9 CM \pm CS \\U &= 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE \\U &= 1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL\end{aligned}$$

Donde "CM" es carga muerta, "CV" es carga viva, "CS" es carga de sismo, "CE" es el empuje lateral de los suelos y "CL" es la carga debida a la presión de los líquidos



2.4.5. MATERIALES EMPLEADOS

Concreto armado

Ya que no se requiere de concretos de alta resistencia, se utilizará un concreto de resistencia convencional con las siguientes propiedades mecánicas:

- *Resistencia nominal a la compresión:* $= 210 \text{ kg/cm}^2$
- *Módulo de elasticidad:* $= 217,000 \text{ kg/cm}^2$
- *Módulo de Poisson:* $= 0.15$

Concreto simple

De baja resistencia a la compresión y con un 30% de piedra de tamaño no mayor a 15". Se usa en los cimientos corridos, falsas zapatas y calzaduras, presentando $f_c = 100 \text{ kg/cm}$.

Acero

De acuerdo a la sección 3.5 de la Norma E.060 se utilizarán varillas corrugadas de Acero

Grado 60, uno de los más comerciales en nuestro país y mayormente producido en barras de

9 m de longitud. A continuación se presentan las propiedades mecánicas de este material:

Esfuerzo de fluencia: $= 4,200 \text{ kg/cm}^2$



Módulo de elasticidad: = 2'000,000 kg/cm²}

Ladrillos

En la arquitectura del edificio (ver planos de arquitectura del Anexo) encontramos tabiques con anchos de 7 cm, 10 cm, 15 cm y 25 cm. Los de 7 cm y 10 cm se levantarán usando ladrillos sílico-calcáreos tipo P-7 y P-10 respectivamente, mientras que en los de 15 cm y 25 cm se usarán ladrillos King Kong convencionales de 13 cm de ancho acomodados en soga y cabeza respectivamente.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P. ING.CIVIL

TESIS: "DISEÑO DEL PABELLÓN DE
INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH".

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS



3. CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. MATERIALES

Los materiales son herramientas o utensilios, utilizados para registrar los datos obtenidos a través de los métodos, y de esa manera poder procesarlos y analizarlos para obtener resultados.

3.1.1. MATERIALES USADOS EN GABINETE

3.1.1.1. Material bibliográfico

El material bibliográfico utilizado para realizar la presente investigación comprendió: libros de Diseño en Concreto, Análisis Estructural (tanto en físico, como digitales), distintos artículos de investigación científica con información relevante para la investigación (como tesis y publicaciones de blogs o de instituciones ligadas al tema), Reglamentos y Manuales (Reglamento Nacional de Edificaciones, Manual del arquitecto, entre otros).

3.1.1.2. Software

Es el conjunto de los programas de cómputo, procedimientos, reglas, documentación y datos asociados, que forman parte de las operaciones de un sistema de computación. Se han utilizado diversos software para realizar la presente Investigación, tal como:

- SAFE V14:

Es un software comercial para el diseño de sistemas de piso de concreto y fundaciones. Desde la elaboración disposición todo el camino hasta la producción detalle dibujo, SAFE integra todos los



aspectos del proceso de diseño de ingeniería en un entorno fácil e intuitivo. SAFE ofrece beneficios incomparables para el ingeniero con su combinación única de poder, sus capacidades y facilidad de uso. Se usó el SAFE en el diseño de las cimentaciones de los bloques y verificar el punzonamiento que el peso de la estructura ejerce sobre el suelo

- AutoCAD 2016: Es un software reconocido a nivel internacional por sus amplias capacidades de edición, que hacen posible el dibujo digital de planos de edificios, estructuras hidráulicas entre otros; es uno de los programas más usados por ingenieros y arquitectos.

El Software AutoCAD 2016 fue utilizado para plasmar en planos, los trabajos de campo, resultados exportados del SAFE V14 Y ETABS V16, y el diseño de los Bloques.

- ETABS V.16.0: Es un programa de cálculo estructural que emplea MEF (método de elementos finitos), para diseño de estructuras, está totalmente integrado para el modelado, análisis y diseño de estructuras.

El programa Etabs V.16.0 se utilizó para modelar, analizar y diseñar los elementos que conforman la estructura de los Bloques, y para verificar los desplazamientos de la estructura.

- Microsoft Excel 2010: Es una aplicación distribuida por Microsoft Office para hojas de cálculo. En la presente investigación usamos



el Microsoft Excel 2010 para elaborar nuestras tablas de datos, hojas de campo. Para luego procesarlos y obtener como resultados: cuadros resúmenes de encuestas, cálculo de Espectro, Cuadro de Áreas, etc.

- Microsoft Word 2010: Es una aplicación informática orientada al procesamiento de textos. La aplicación de Microsoft Word 2010 fue utilizada para la redacción del informe final de la tesis.

3.1.1.3. Material electrónico

Este material fue usado para la realización del diseño, debido a que la información en estos tiempos es digitalizada. Entre los más resaltantes podemos mencionar los siguientes:

- ✓ Cámara fotográfica (Fotografías para informe).
- ✓ Computadora (Redacción del informe).
- ✓ Memoria USB (Almacenar información virtual).
- ✓ Impresora (Plasmar información en hojas).
- ✓ CD (Grabar información).
- ✓ Teléfonos (Coordinaciones).

3.1.1.4. Otros

Tuvimos que hacer uso de otros materiales como:

- ✓ Papel bond blanco A4
- ✓ Fotocopias
- ✓ Utilices de escritorio
- ✓ Cuaderno y folder



3.1.2. MATERIALES USADOS EN CAMPO

En campo se utilizaron materiales, al momento de realizar la inspección preliminar y en la recopilación de datos, entre los cuales podemos mencionar:

- ✓ Materiales utilizados en la topografía: GPS, Wincha, Nivel de Ingeniero, Mira Topográfica y trípode.
- ✓ Materiales utilizados en la toma de muestras de suelo: Palanas, Picos, Barretas, Bolsas de plástico.

3.1.3. SERVICIOS

Estos servicios complementaron a los métodos utilizados durante la elaboración de la presente tesis, entre los cuales podemos mencionar:

- ✓ Ensayos de laboratorio (Mecánica de suelos).
- ✓ Ploteo de planos.
- ✓ Empastado de informe final.

3.2. MÉTODOS

Conjunto de procedimientos y elementos que están ligados entre sí para la consecución de objetivos previamente determinados, para este caso el problema es el planteado al inicio de esta investigación.

Estos métodos deben ser seleccionados teniendo en cuenta lo que se investiga, por qué, para qué y cómo se investiga.

3.2.1. Recopilación De Información Previa

Para iniciar la presente investigación se recopiló información, tanto física como digital, relacionada al tema.



De la biblioteca de la Universidad Nacional del Santa se pudieron obtener algunas tesis con cierta información relevante para la investigación.

Así también, se utilizó el internet para conseguir algunos libros, investigaciones y estudios con información relevante para la elaboración de la presente investigación.

3.2.2. Análisis De Información Previa

Una vez recopilada la información se procedió a realizar un análisis minucioso de ésta.

Es a partir de este análisis es que se pudo comprender qué Información y qué datos, iban a ser necesarios para la realización de la presente investigación.

3.2.3. Recopilación De Datos

En la elaboración del presente trabajo de investigación, se recopilaron datos en gabinete y en campo, siendo las mayores fuentes de datos algunas tesis similares, libros de diseño de edificaciones en concreto, los cuales fueron proporcionados en la Biblioteca de la Universidad Nacional del Santa.

3.2.3.1. En campo

De las visitas a campo se pudo reunir los datos necesarios para realizar una correcta elección del diseño del espacio – confort para las edificaciones del proyecto. A continuación se menciona las actividades que se realizaron en campo:



- ✓ **Reconocimiento de la zona en estudio:** Se identificó que las estructuras existentes eran insuficientes y se observó el área de estudio.
- ✓ **Inspección preliminar:** Se realizó una descripción de los bloques que conformarían el proyecto.
- ✓ **Topografía:** Primero se estableció un punto de referencia (BM) con ayuda de un GPS, luego se realizó el levantamiento con Wincha de las edificaciones del bloque existente y del área de estudio. y por ultimo mediante el nivel de ingeniero se determinó la elevación de los puntos en las entradas y en el interior del área de estudio. (Ver Anexo N° 1)
- ✓ **DPL Y Calicatas:** En el área de estudio se realizaron 2 ensayos de penetración liviano (DPL), a la vez se realizaron 2 calicatas a una profundidad de y 3 m (Ver Anexo N° 04).

3.2.3.2. En Laboratorio

- **Para la investigación del suelo:** el ensayo de DPL y las muestras de las calicatas fueron analizadas en el laboratorio (GEOMG S.A.C); mediante la realización de los siguientes ensayos: Análisis granulométrico por tamizado (ASTM - D421), Límites de consistencia (ASTM - D4318), Contenido de Humedad (ASTM - D2216) y Clasificación de suelos SUCS (ASTM - D2487) (Ver Anexo N° 04).



3.2.4. Análisis De Datos

Ya habiéndose recopilado todos los datos necesarios (gabinete, campo y laboratorio), se procedió analizar detalladamente cada uno de ellos.

Se comparó la información obtenida, tanto en gabinete, en campo, y en laboratorio, con la información bibliográfica que se reunió al inicio de la investigación.

3.2.5. Procesamiento De Datos

Se procesó los datos recopilados (gabinete, campo y laboratorio). Si bien ya se mencionó en párrafos anteriores, es necesario resaltar que para realizar este procesamiento de datos fue necesario revisar detalladamente el material bibliográfico y virtual. Luego se hizo uso de distintos software (AutoCad 2016, ETABS V.16.0, SAFE 2014 V.14.0, Word 2010 y Excel 2010), los cuales se complementaron unos con otros en repetidas oportunidades, para obtener los resultados correctos.

3.2.6. Interpretación De Resultados

Del procesamiento de toda la información se obtuvieron resultados, tales como:

- Profundidad de Cimentación,
- Dimensiones de elementos estructurales
- Máximos desplazamientos.

Una vez obtenidos los resultados se procedió a realizar el diseño e interpretación de ellos.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P. ING.CIVIL

TESIS: "DISEÑO DEL PABELLÓN DE
INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH".

CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES



4. CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1. Predimensionamiento de Elementos estructurales

Luego de realizar la estructuración del edificio se procede a establecer las dimensiones de los elementos siguiendo los requerimientos del RNE, cabe resaltar que estas dimensiones son tentativas y están sujetas a comprobaciones posteriores, ya sea en el análisis sísmico o en el diseño en sí.

4.1.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

Para asignar un espesor inicial a las losas aligeradas, existen una serie de recomendaciones brindadas por diversos autores, a continuación se muestran los espesores típicos y luces máximas usadas en nuestro medio, aplicables a losas aligeradas en una dirección:

Tabla 4.1 Espesores típicos y luces máximas recomendadas (Blanco, 1994).

h(m)	Peso propio aproximado (kg/m ²)	Luces máximas recomendadas (m)
0.17	280	$l_n \leq 4$
0.20	300	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq l_n \leq 7.5$

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, (Blanco, 1994).

Estos espesores no son absolutos, el autor recomienda su uso para sobrecargas menores a 300 kg/m² y cuando no se cuente con una densidad importante de tabiques, caso contrario se deberán considerar espesores mayores a los señalados.



Para el caso del edificio en estudio la sobrecarga no sobrepasa los 300 kg/m y tampoco se cuentan con luces muy extensas en el techo típico (figura 2.2.2), estos paños tienen una luz entre 5.33 m y 4.33 m, por ello se usarán losas aligeradas de 20 cm de espesor. Todos estos espesores deberán ser comprobados posteriormente.

4.1.2. Predimensionamiento de vigas

Para el caso de las vigas es necesario diferenciar entre dos casos, las vigas que forman parte del sistema sismorresistente y las vigas secundarias que no forman pórticos, y por lo tanto, no reciben solicitaciones sísmicas.

4.1.2.1. Vigas con responsabilidad sísmica

Para el caso de las vigas sísmicas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.2 indica que la luz libre del elemento en cuestión no debe ser menor que cuatro veces su peralte. Esto es porque para luces muy pequeñas predominan las fuerzas cortantes sobre los momentos flectores, invalidando las hipótesis de diseño por flexión.

Para nuestro caso la luz crítica para dicho requerimiento es la del tramo central de la viga ubicada en el eje B (ver figura 2.2.2), la cual está ubicada entre dos columnas. La longitud de este tramo es de 7 m. Aplicando la desigualdad tenemos:

$$h < \frac{ln}{4} \rightarrow h < \frac{7.00}{4} = 1.75$$



Además, se recomienda considerar un peralte del orden de 1/12 a 1/10 de la luz libre (Blanco, 1994). En los ejes B, D, G del piso típico (ver figura 2.2.2) los tramos centrales de las vigas tienen una luz libre 7.00 m, siendo las luces máximas presentes en todo el edificio.

$$h = \frac{ln}{12} = \frac{7.00}{12} = 0.58 \text{ o } h = \frac{7.00}{10} = 0.7$$

Visto lo anterior, se elige un peralte de 75 cm para todas las vigas peraltadas que formen parte de pórticos con responsabilidad sísmica. En cuanto al ancho de las vigas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.3 indica que ésta no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 25 cm. Salvo que se tengan vigas de gran peralte, controlará la segunda condición. Se elige 30x75 cm para todas las vigas con responsabilidad sísmica.

4.1.2.2. Vigas secundarias

Dado que las vigas secundarias sólo reciben cargas de gravedad, sus dimensiones pueden ser disminuidas respecto de las especificadas para vigas sísmicas, teniendo en cuenta también la arquitectura del edificio. Para las vigas peraltadas que no formen pórticos con responsabilidad sísmica se consideran dimensiones de 30x 60 cm.

Un caso especial de vigas secundarias son las vigas chatas en las cuales el peralte está definido por el espesor de la losa que las rodea y normalmente se usan cuando existe tabiquería en la dirección del armado de una losa aligerada.



En estos casos sólo se dimensiona el ancho de la viga para tratar de satisfacer el requerimiento de resistencia por fuerza cortante. La resistencia de la sección se calcula despreciando el aporte del acero, ya que normalmente en las vigas chatas sólo se usan estribos de montaje. Aunque pueden presentarse casos excepcionales donde las fuerzas cortantes sean importantes y sería necesario colocar estribos con un espaciado adecuadamente diseñado

Según la Norma E.060 artículo 11.3.1.1, la resistencia nominal al corte de una sección rectangular de concreto viene dada por la siguiente expresión

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

Donde: V_c = Resistencia al corte de la sección

$f'c$ = resistencia a la compresion del concreto

b_w = ancho de la sección

d = Peralte efectivo

Y además sabemos que la resistencia de diseño V_c debe ser mayor que la resistencia requerida V_u , con $\phi = 0.85$ para solicitaciones de corte.

$$\phi V_s \geq V_u$$

Entonces usando estas dos condiciones podemos obtener una expresión para hacer un cálculo tentativo del ancho de una viga chata:



$$b_w = \frac{Vu}{0.53\sqrt{f'c} d\phi}$$

Por ejemplo, en el eje 2 (ver plano E-01 del Anexo) se tiene una viga chata de 5.28 m de largo que carga un tabique de 15 cm de espesor y 1 m de alto. Considerando un peso unitario de 1.8 kg/m² para la albañilería obtenemos la fuerza cortante última:

$$Vu = \frac{1.4 \times peso}{2} = \frac{1.4 \times 5.28 \times 0.15 \times 1 \times 1.8}{2} = 0.998 \text{ tn}$$

Y aplicando la expresión anterior para una losa de 20 cm de espesor (peralte efectivo = 17 cm) hallamos el ancho necesario:

$$b_w = \frac{998}{0.53\sqrt{210} \times 17 \times 0.85} = 9 \text{ cm}$$

Pero se elige una viga chata de 25x20cm, por ser una viga en un voladizo que sirve de pasadizo.

4.1.3. Predimensionamiento de columnas

Dado que el edificio en estudio está estructurado predominantemente con placas, las columnas recibirán cargas de sismo muy reducidas y su diseño estará gobernado por la carga axial que actúe sobre ellas. Para esta condición las columnas se pueden dimensionar usando la siguiente expresión (Blanco, 1994):

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f'c}$$



La expresión anterior tiene validez para columnas cargadas con más de 200 ton. Si una columna presenta menos carga axial se usará la siguiente expresión:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35f'_c}$$

Por otra parte, la Norma E.060 en su artículo 21.6.1.2 indica que las columnas rectangulares que formen parte del sistema sismorresistente del edificio tendrán como mínimo 25 cm en su dimensión menor.

Cabe señalar que si el edificio fuera íntegramente aporticado se tendrían que tomar en cuenta dimensiones mucho mayores para las columnas, las cuales serían estimadas y luego comprobadas en el análisis sísmico. Siguiendo estas pautas y a manera de ejemplo se procederá a dimensionar la columna C-02 del eje 2. Se considerará una carga unitaria de 1 ton/m² para efectos de predimensionamiento.

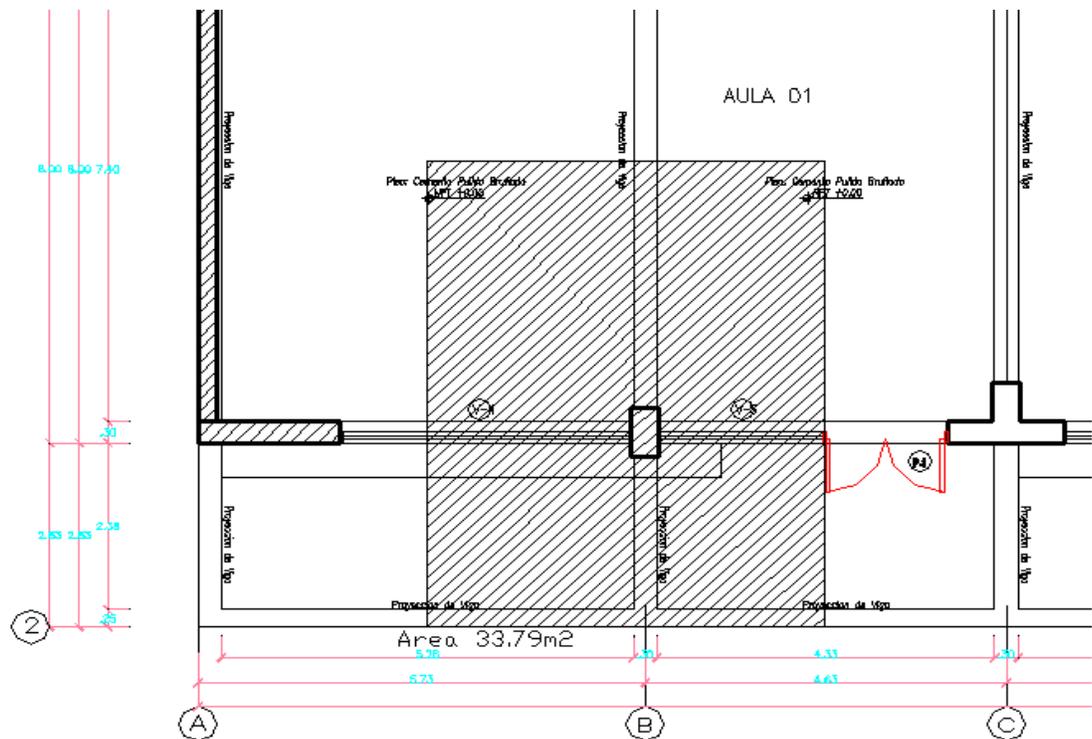


Figura 1 Viga a analizar para el metrado de cargas.

Fuente: Elaboración Propia

- Área de techo = 33.79 m²
- Peso unitario del techo = 1 ton/m²
- Número de pisos = 3
- Carga total en servicio= 33.79 x 1x 3 = 101.37 ton.



Podemos observar que la carga axial estimada no es considerable (menor a 200 ton.), por lo tanto se usa la segunda expresión para hallar el área:

$$\text{Área de columna} = \frac{101370}{0.35 \times 210} = 1379.18$$

Se obtiene un área de 1379.18 cm², considerando que se tiene un ancho de 35 cm, se requeriría 40 cm de peralte, pero por la arquitectura se ve por conveniente considerar un peralte de 70 cm. Nótese que las placas de los ejes 1 e 2 (ver figura 2.2.2) brindan una suficiente rigidez en la dirección X-X, por lo que para dimensionar las demás columnas se en la dirección Y-Y. Se eligen secciones de 35x70 cm, cuyas áreas cumplen los requerimientos iniciales recomendados, aunque igualmente están sujetas a la comprobación del análisis sísmico.

4.1.4. Predimensionamiento de placas (muros de corte)

Como ya se mencionó antes, la configuración del edificio en estudio hace que las cargas sísmicas sean tomadas principalmente por las placas, tomando las columnas una cantidad mínima, por lo que las dimensiones de las placas deberán ser estimadas y luego comprobadas en el análisis sísmico del edificio, convirtiéndose en un procedimiento iterativo.

Es difícil encontrar métodos específicos para estimar las dimensiones de una placa, en algunos casos el largo de una placa ya viene dado desde la estructuración del edificio y habría que preocuparse sólo por el espesor, en otros casos se puede probar cambiando ambas dimensiones de manera iterativa, mucho dependerá del criterio y la experiencia del diseñador.



Sin embargo la Norma E.060 nos brinda algunas indicaciones que podemos seguir para establecer algunas dimensiones tentativas. En su artículo 21.9.3.2 señala que el espesor de los muros de corte no deberá ser menor de $1/25$ de la altura de los elementos que le proporcionan apoyo lateral, ni menor de 15 cm, salvo que el edificio sea de muros de ductilidad limitada, en donde se puede considerar 10 cm de espesor mínimo.

Asimismo el artículo 21.9.3.4 trata sobre las placas que se convierten en muros de contención en los sótanos, para las cuales se deberá considerar como mínimo 20 cm de espesor.

Para el pre-dimensionamiento de los **Muros de Ductilidad Limitada (MDL)** en ambas direcciones, se ha tenido en cuenta lo descrito en Especificaciones.

Para el pre-dimensionamiento de los **Muros Estructurales** se tomó en cuenta la baja densidad de muros en el sentido transversal al del edificio y considerando que las placas tomarán gran cantidad de carga por sismo, se tomará como espesor inicial para el análisis sísmico 25 cm en todas las placas.

De acuerdo al artículo 15.3 de la Norma E.060, se deberá verificar que la resistencia del muro a compresión sea mayor a las cargas actuantes amplificadas.

De lo contrario se deberá aumentar el espesor del muro. Esta verificación es para MDL y para Muros Estructurales.



La siguiente expresión estima la resistencia a carga vertical de un muro diseñado como elemento en compresión:

$$\phi Pnw = 0.55 \times \phi \times f'c \times Ag \times \left[1 - \left(\frac{k(lc)}{32(t)} \right)^2 \right]$$

Donde:

$$F = 0.7$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

lc = distancia vertical entre apoyos

= 4.40m (longitud medida desde la parte superior de la zapata hasta la línea media del techo del 1er piso).

Ag = área bruta de la sección

t = espesor del muro

k = factor de restricción = 0.8

A continuación se toma como ejemplo el muro M1, ubicado en el eje A (figura 3.4-a), para verificar que se cumpla siguiente desigualdad:

$$Pu = \phi Pnw$$

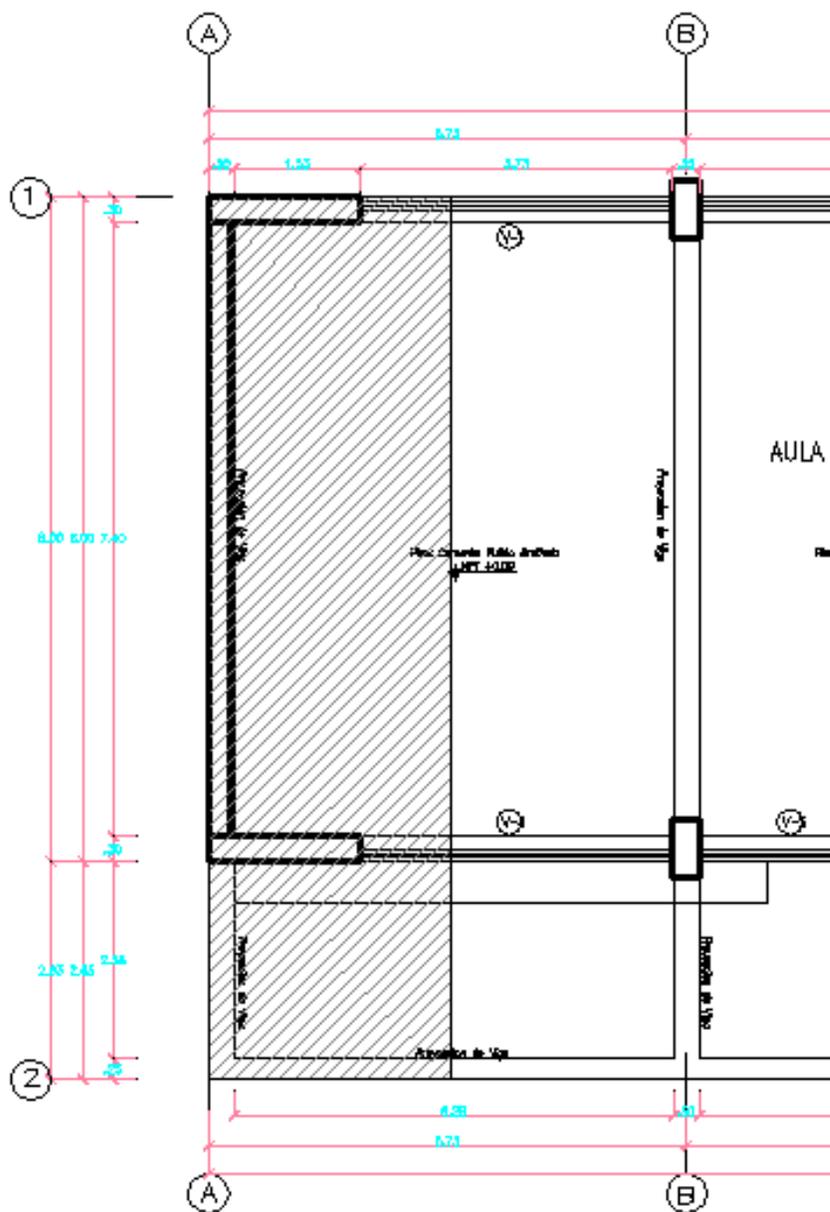


Figura 2 : Muro M1 de Ductilidad Limitada
Fuente: Elaboración Propia

Pu (1° piso):

Área en planta del muro = 2.95m²

Altura total del muro = 10.95 m

Peso específico del concreto=2.4tn/m³

Wm/techo=0.28tn/m²

Wm/piso terminado=0.10tn/m²



$$W(v)(\text{típico})=0.2\text{tn}/\text{m}^2$$

$$W(v)(\text{azotea})=0.1\text{tn}/\text{m}^2$$

$$\text{Área tributaria}=31.21\text{m}^2$$

$$\text{Peso total del muro} = (2.95 \text{ m}^2 \times 10.95 \text{ m}) \times 2.4\text{tn}/\text{m}^3 = 77.53\text{tn}$$

$$\text{Peso total del techo} = (0.28\text{tn}/\text{m}^2 + 0.1\text{tn}/\text{m}^2) \times 31.21 \text{ m}^2 \times 3 \text{ pisos} = 35.58\text{tn}$$

$$W(v) \text{ total del techo} = (0.2\text{tn}/\text{m}^2 \times 31.21\text{m}^2 \times 2\text{pisos} + 0.1\text{tn}/\text{m}^2 \times 31.21 \times 1\text{piso}) = 15.61\text{tn}$$

$$\text{Carga muerta total} = 77.53\text{tn} + 35.58\text{tn} \sim \mathbf{113.11\text{tn}}$$

$$\text{Carga viva total} \sim \mathbf{15.61\text{tn}}$$

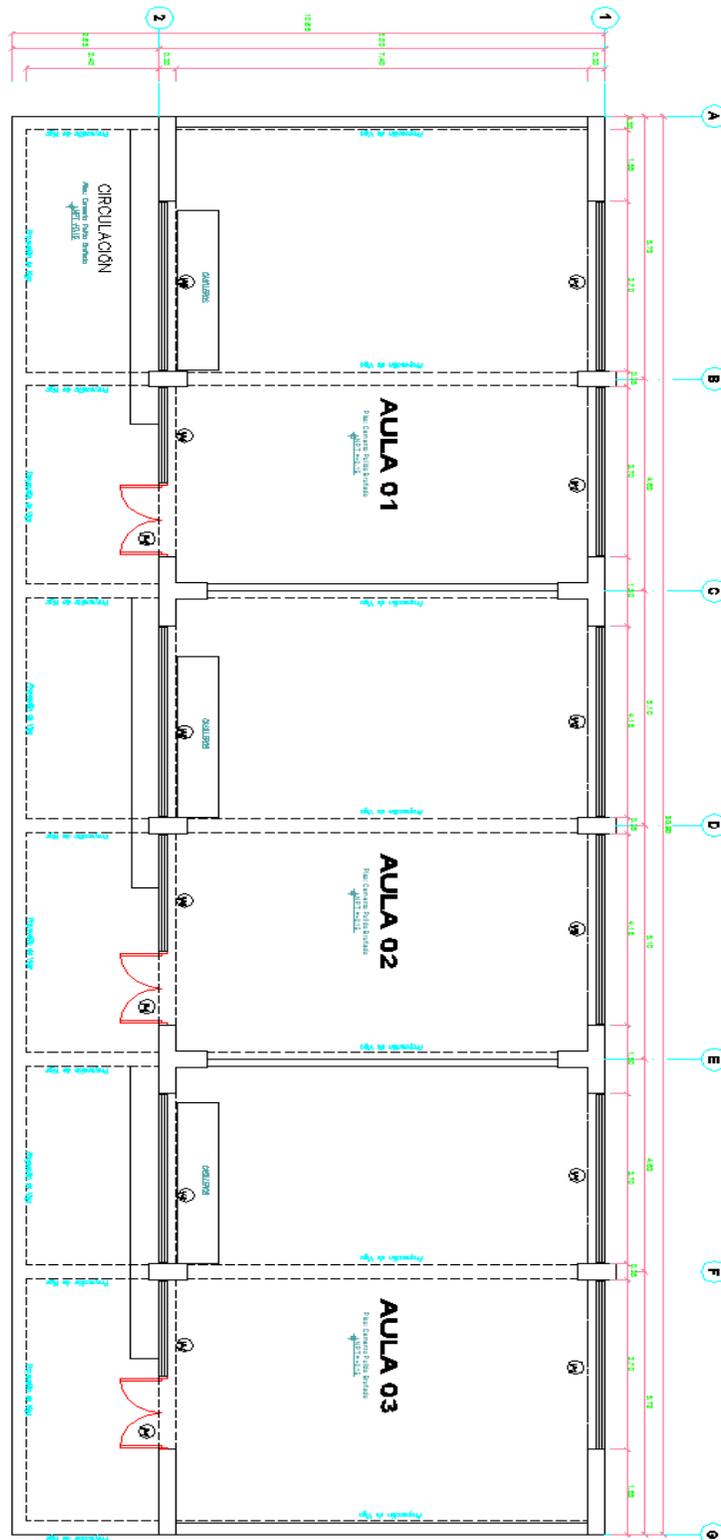
$$P_u = 1.5 (113.11) + 1.8 (15.61) \sim \mathbf{197.75\text{tn}}$$

$$\phi P_{nw} = 0.55 \times 0.7 \times 210 \times 29500 \times \left[1 - \left(\frac{0.8 \times 440}{32 \times 12} \right)^2 \right] = \mathbf{380.849 \text{ tn}}$$

Entonces,

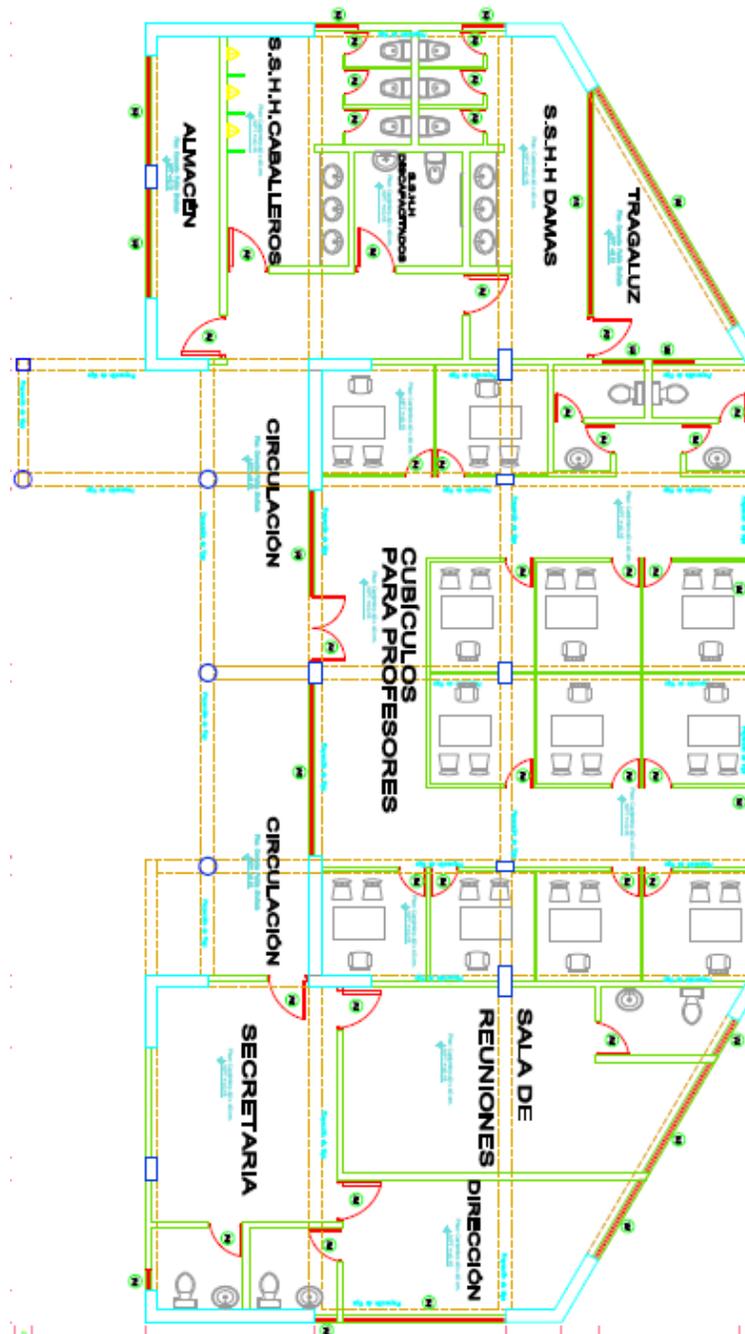
$$P_u = 107.8 \text{ tn} \leq \phi P_{nw} \sim \mathbf{381 \text{ ton, OK}}$$

Figura 3. Planta Típica Pool de Aulas



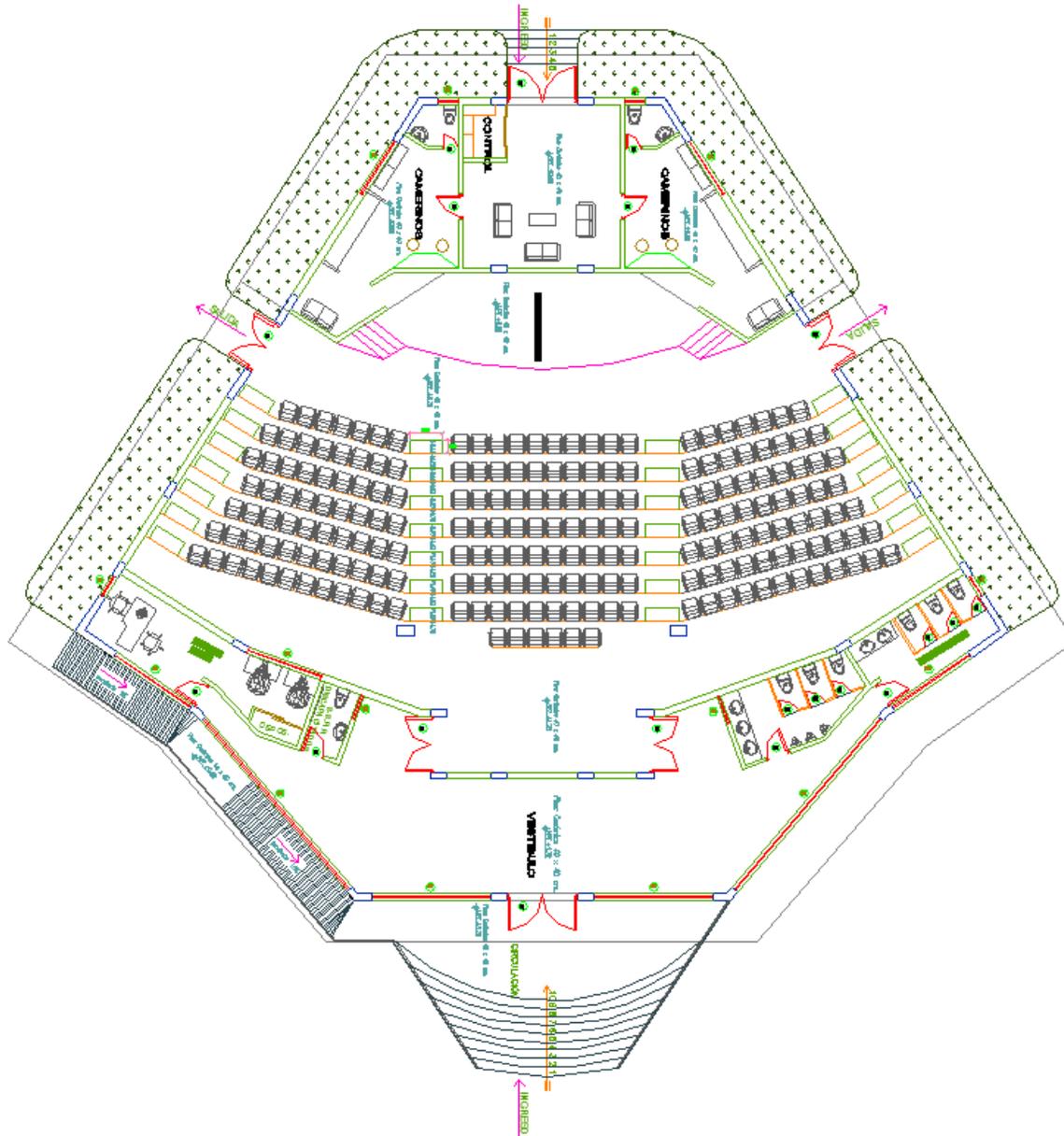
Fuente: Elaboración Propia, Sin Escala

Figura 4. Planta Área administrativa



Fuente: Elaboración Propia , Sin Escala

Figura 5. Planta Típica Auditorio (Bloque c)



Fuente: Elaboración Propia, Sin Escala



4.2. METRADO DE CARGAS

Para diseñar un elemento estructural necesitamos conocer y estimar la magnitud de las cargas de gravedad y de sismo que obrarán sobre éste. La Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones nos brinda las condiciones a tener en cuenta para analizar y calcular las cargas de gravedad.

La Norma E.020 en su sección 1.3 define dos tipos de carga de gravedad:

Carga muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes.

Carga viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

Por lo tanto, para calcular la carga muerta que actúa sobre un elemento necesitamos saber el peso propio del elemento y el peso de los elementos que soporta. En el Anexo 1 de la Norma E.020 se presenta una tabla con los pesos unitarios de diversos materiales y elementos. Para el propósito del presente trabajo utilizaremos los siguientes:

Tabla 4.2. Pesos unitarios de materiales según la Norma E.020.

Materiales	Peso unitario (kg/m ³)
Albañilería de unidades sólidas	1,800
Albañilería de unidades huecas	1,350
Concreto simple de grava	2,300
Concreto armado	2,400

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Por otra parte, la Norma E.020 en su sección 3.2.1 especifica todos los valores de carga viva repartida en los pisos, las cuales dependen del uso de la



edificación. En la siguiente tabla se muestran las cargas especificadas para el caso particular del edificio en estudio:

Tabla 4.3. Cargas vivas mínimas repartidas para edificios de Centros de Educación según la Norma E.020.

Ocupación o uso	Carga viva repartida (kg/m ²)
Aulas	250
Talleres	350
Auditorios, Gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	300
Corredores y escaleras	400

Lugares de Asamblea	Carga viva repartida (kg/m ²)
Con asientos fijos	300
Con asientos movibles	400
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines	400
Graderías y tribunas	500
Corredores y escaleras	500

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Además, para la azotea se reducirá la carga viva repartida a 100 kg/cm². Teniendo toda esta información se procede a analizar los casos particulares para cada tipo de elemento estructural.

4.2.1. Metrado de cargas en losas aligeradas

El metrado de losas aligeradas se realiza por vigueta. Para analizar la carga muerta que actúa sobre cada vigueta se considera el peso propio de ésta sumada al peso del piso terminado, que normalmente se toma como 100 kg/m². Para la carga viva se considera un metro lineal de vigueta y se



analiza la carga que actúa en esta área, vale decir, se multiplica la carga viva repartida por la separación entre las viguetas.

Si se tiene tabiquería en la dirección perpendicular al armado de la losa, se considera una carga puntual igual al producto del peso por metro lineal de la tabiquería y la separación de las viguetas. Si se tienen tabiques en la dirección del armado, éstos deben ser cargados por vigas chatas, por lo tanto no se toman en cuenta para el análisis de las losas aligeradas.

A manera de ejemplo se desarrollará el metrado para una vigueta continua de los paños que se muestra a continuación.

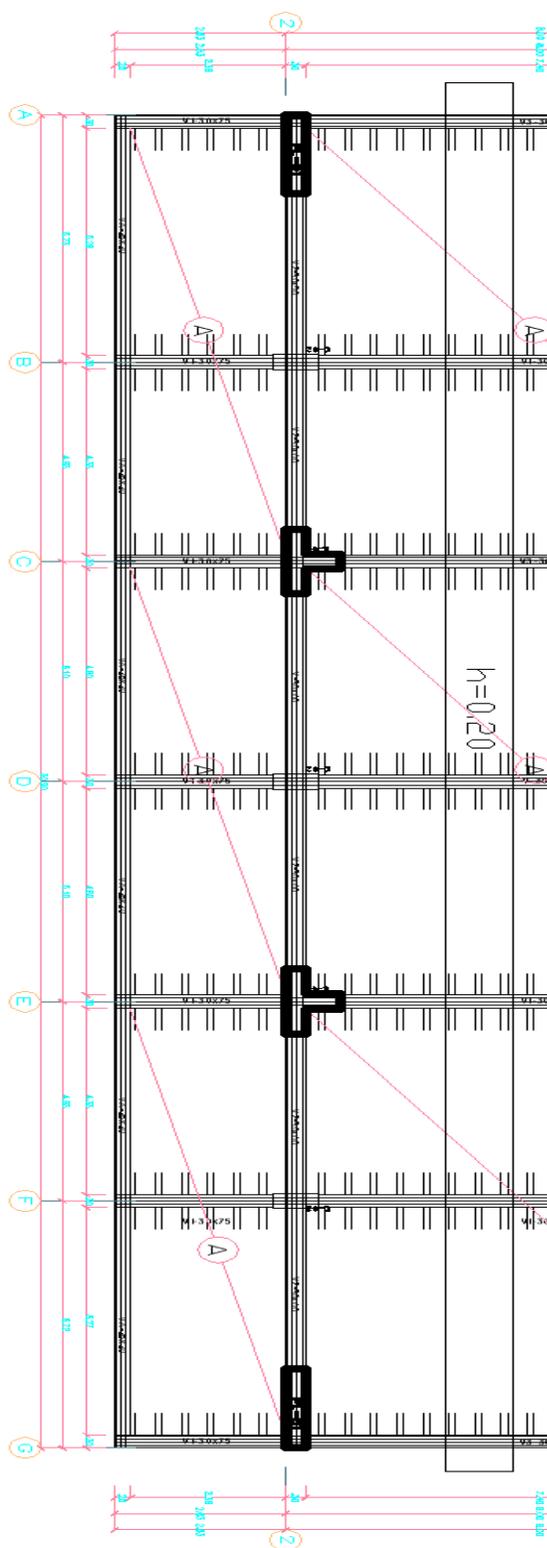


Figura 6. Vigueta a analizar para el metrado de cargas.
Fuente: Elaboración Propia

Tenemos:

Peso unitario del aligerado ($h=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2

Peso del piso terminado = 100 kg/m^2

Carga viva unitaria = 250 kg/m^2 (para aulas)

Separación entre viguetas = 0.40 m

Entonces las cargas repartidas por metro lineal que actúan sobre las viguetas serán:

□ Para $h=20\text{cm}$: Carga muerta = $0.4 \times (300 + 100) = 160\text{ kg/m}$

□ Para aulas: Carga viva = $0.4 \times 250 = 100\text{ kg/m}$

Las cargas puntuales provenientes de los tabiques (no existen)

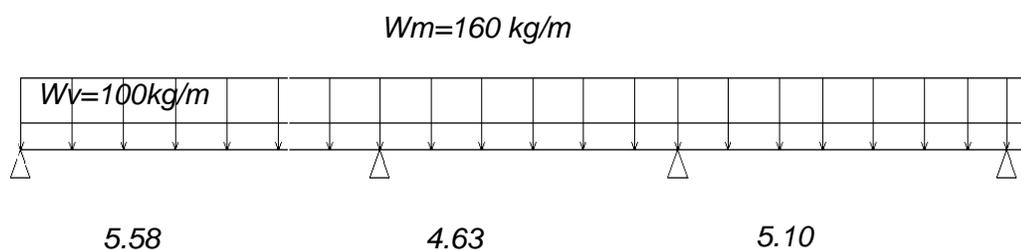


Figura 7. Vigueta a analizar para el metrado de cargas.

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Metrado de cargas en vigas

Cuando una viga no recibe cargas de los techos, su análisis puede ser muy simple, similar al de una vigueta. Si sucede lo contrario, es necesario analizar cuánta área de techo carga cada viga para poder estimar la carga que es transmitida. A esta área se la conoce como "área tributaria".

La forma del área tributaria dependerá del armado del techo. Si existe una sola dirección de armado, el área tributaria tiene una forma rectangular simple de analizar. Pero si el techo está armado en dos direcciones, las cargas se transmiten de forma diferente, pudiendo estimarlas mediante áreas tributarias en forma de trapecios y triángulos. A este procedimiento

se le conoce como el "método del sobre", y para fines prácticos es lo suficientemente preciso.

Una vez analizada esta área, la viga recibirá tanto la carga muerta como la carga viva que actúen en esta porción de techo. Además es necesario considerar el peso propio de la viga y las cargas repartidas de tabiques si es que los hubiera.

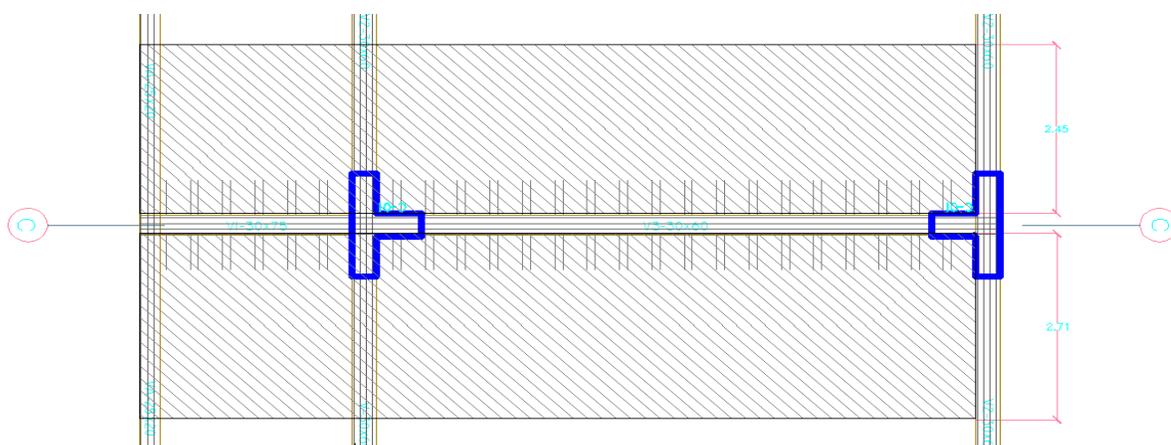


Figura 8. Viga a analizar para el metrado de cargas.
Fuente: Elaboración Propia

Tenemos:

Viga de 30x60 cm.

Viga de 30x75 cm.

Tabique de $e=15\text{cm}$ y $h=2.60\text{m}$, ubicado sobre la viga.

Ancho tributario total = $(2.45+2.71)$ 5.16 m

Peso unitario del concreto armado = 2,400 kg/m

Peso unitario del aligerado ($h=20\text{cm}$) = 300 kg/m

Peso del piso terminado = 100 kg/m

Carga viva unitaria = 250 kg/m

Carga viva unitaria = 500 kg/m



Calculando:

- Peso propio de la viga = $0.30 \times 0.60 \times 2,400 = 432 \text{ kg/m}$
- Peso propio de la viga = $0.30 \times 0.75 \times 2,400 = 540 \text{ kg/m}$
- Peso unitario de los tabiques de 15cm = $0.15 \times 2.6 \times 1,800 = 702 \text{ kg/m}$

Finalmente, las cargas distribuidas que actúan sobre la viga son:

- Carga muerta = $5.16 \times (300 + 100) + 432 + 702 + 540 = 3,738 \text{ kg/m}$
- Carga viva = $3 \times 300 = 750 \text{ kg/m}$
- Carga viva = $3 \times 500 = 1500 \text{ kg/m}$

4.2.3. Metrado de cargas en columnas y placas

Dado que las columnas y placas reciben las cargas de todos los elementos del techo, su análisis es un compendio de los procedimientos antes mencionados. El concepto del "área tributaria" es aplicable y muy útil. A manera de ejemplo se desarrollará el metrado para la columna C-02 (ver figura 3.3.1), la cual se pre-dimensionó.

Tenemos:

- Vigas de 30 X 60 cm
- Columna de 35 X 70 cm
- Altura de piso a piso = 3.00 m
- Tabiques de $e=15\text{cm}$ y $h=1.0 \text{ m}$, incluyendo columnas de $15 \times 15 \text{ cm}^2$ y vigas $15 \times 10 \text{ cm}^2$, repartidos sobre el área tributaria ($SL=4.67\text{m}$)
- Peso unitario del vigas arriostre (15×15) = 36 kg/m
- Peso unitario del columna arriostre (15×10) = 54 kg/m
- Peso unitario del aligerado ($h=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Área tributaria = 33.79 m^2
- Longitud de vigas en área tributaria = 5.93 m
- Peso unitario del concreto armado = $2,400 \text{ kg/m}^3$
- Peso unitario del aligerado ($h=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Peso del piso terminado = 100 kg/m
- Carga viva unitaria (piso típico) = 250 kg/m^2
- Carga viva unitaria (azotea) = 100 kg/m^2

Calculando:

- Área de techo = $33.79 - (0.30 \times 5.93) - (0.35 \times 0.7) = 31.766 \text{ m}$



- Peso propio de la losa aligerada = $31.766 \times (300 + 100) = 12,706.4 \text{ kg}$
- Peso propio de las vigas = $0.30 \times 0.60 \times 5.93 \times 2,400 = 2,561.76 \text{ kg}$
- Peso de los tabiques = $(0.15 \times 0.8 \times 4.67) \times 1,800 + 4.67 \times 36 + 0.8 \times 54 = 1,220.04 \text{ kg}$
- Peso propio de la columna = $0.35 \times 0.7 \times 3.00 \times 2400 = 1,764 \text{ kg}$
- Carga viva (piso típico) = $31.766 \times 250 = 7,941.5 \text{ kg}$
- Carga viva (azotea) = $33.79 \times 100 = 3,379 \text{ kg}$

Para el piso típico tenemos:

- Carga muerta = $12,706.4 + 2,561.76 + 1,220.04 + 1,764 = 18,252.2 \text{ kg}$
- Carga viva = $7,941.5 \text{ kg}$

Para la azotea tenemos:

- Carga muerta = $12,706.4 + 2,561.76 + 1,764 = 17,032.16 \text{ kg}$
- Carga viva = $3,379 \text{ kg}$

Finalmente, considerando 2 pisos típicos y azotea, hallamos las cargas totales:

- Carga muerta total = $2 \times 18,252.2 + 17,032.16 = \mathbf{53,536.56 \text{ kg}}$
- Carga viva total = $2 \times 7,941.5 + 3,379 \text{ kg} = \mathbf{16,130 \text{ kg}}$

4.3. ANÁLISIS SÍSMICO

Nuestro país está ubicado en una zona sísmica, por lo que es indispensable analizar el Desempeño que tendrán las estructuras durante un evento sísmico.

Se sabe que los Desplazamientos laterales son los que dañan a las estructuras, es por eso que se trata de controlar dichos desplazamientos. Por lo tanto, es muy importante y obligatorio cumplir con los requerimientos de la Norma E.030.

La Norma E.030 en su Artículo 3 describe la filosofía del diseño sismorresistente:

- ✓ Evitar pérdidas de vidas
- ✓ Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- ✓ Minimizar los daños a las propiedades

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 la presente Norma los siguientes principios:

- ✓ 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.
- ✓ La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- ✓ Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.



Tabla 4.3 Categorías de las edificaciones y factor "U".

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del sector salud (Públicos y Privados) del Segundo y tercer nivel, según lo normado por el ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como : - Establecimientos de Salud no comprendidos en la categoría A1 - Puertos, aeropuerto, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de Bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamientos de agua.	1,5
	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y Universidades.	
	Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

4.3.1. Zonificación

La Norma E.030, basada en la observación de la actividad sísmica durante varios años, divide el territorio nacional en las siguientes zonas:



Figura 9. Zonas sísmicas según norma Sismoresistente e.030
Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones



Además, se asigna un factor de zona "Z" a cada zona sísmica del territorio nacional. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Para nuestro caso, el Pabellón de Ingeniería Civil se encuentra ubicado en el Campus Universitario, ciudad de Nuevo Chimbote ubicado en una **Zona 4** según el mapa de **Zonas sísmicas**, le corresponde una factor $Z = 0.45$

4.3.2. Condiciones geotécnicas

Para efectos del análisis sísmico, la Norma E.030, clasifica a los suelos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo.

Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_S) de los perfiles de suelo, o para suelos granulares, el promedio ponderado de los obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{N}_{60}) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medido desde el nivel del fondo de cimentación. (Fuente Norma E.030)

A cada tipo de suelo le corresponde un factor de amplificación S = es el factor de suelo, que tiene que ver con el EMS, de acuerdo a las condiciones locales establecidas en la Tabla N°2, se trabajará con un suelo tipo S2, por lo tanto



Tabla 4.5. Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Tabla 4.6. Factor de Suelo "S"

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

$$S = 1.05$$

4.3.3. Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica "C" indica la amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo. La Norma E.030 en su define este factor como:

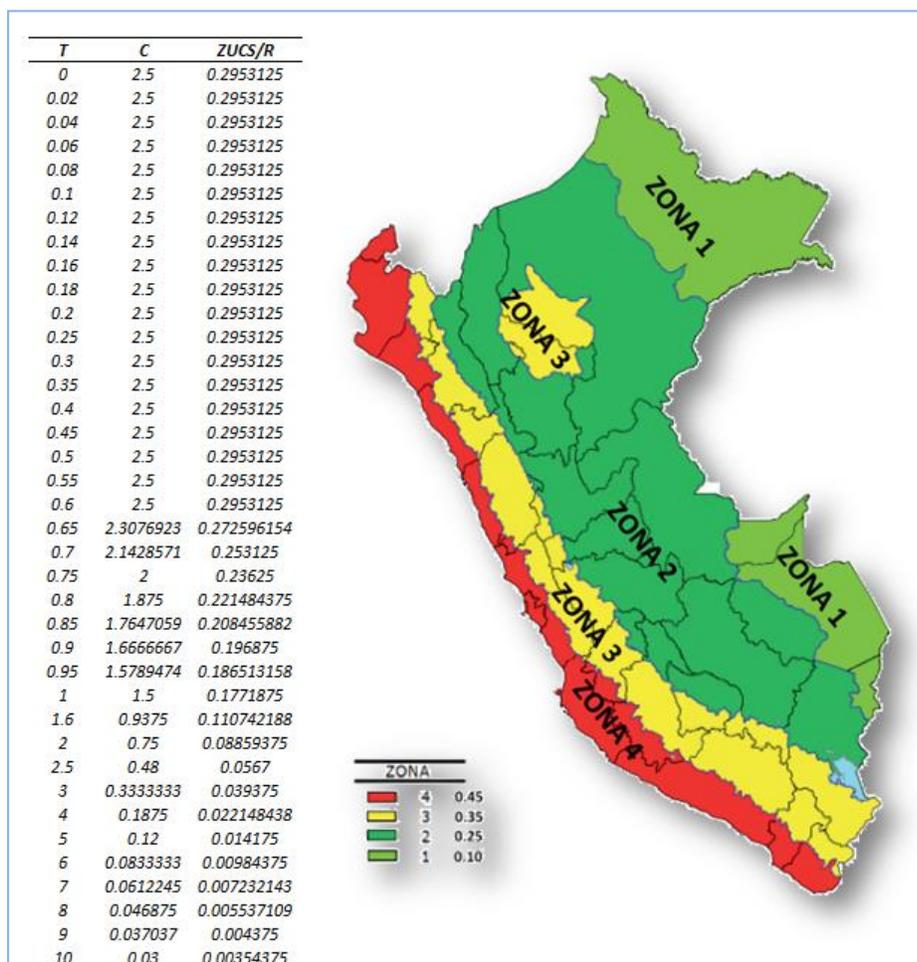
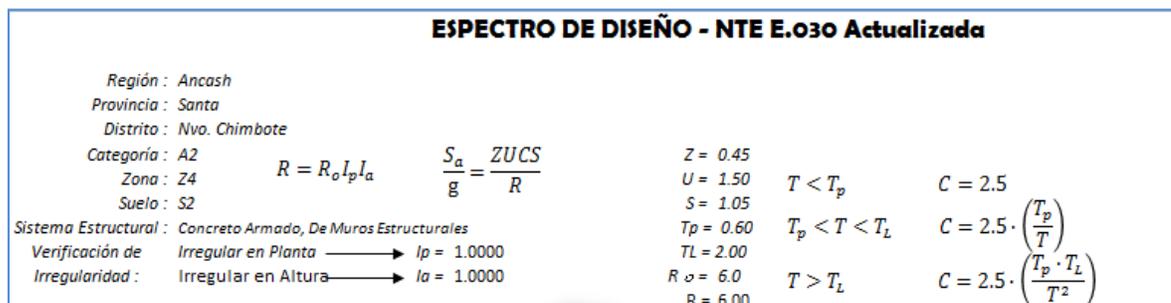
$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)$$

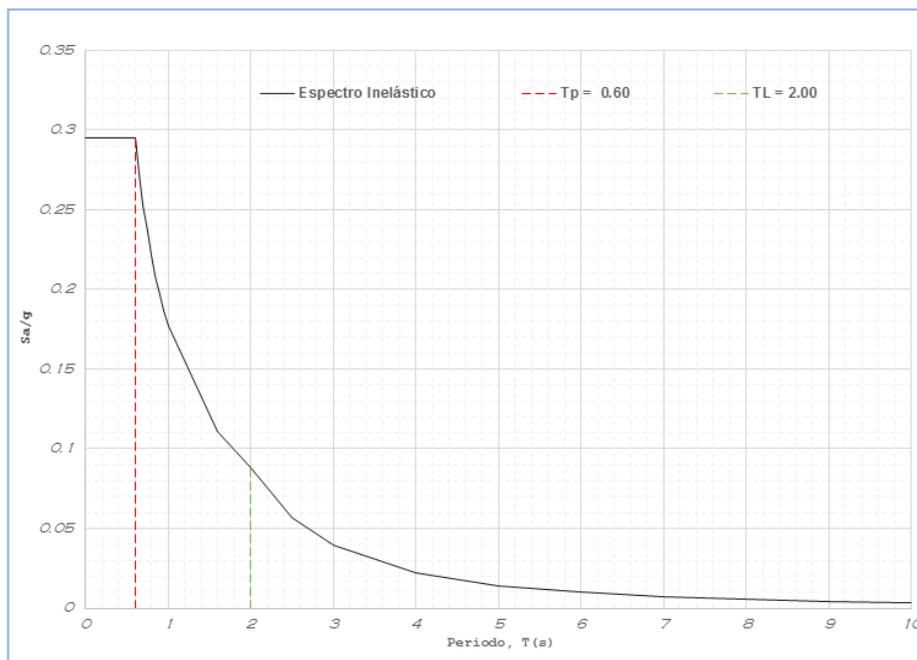
Donde T es el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo

Figura 10. Espectro de Diseño Sismoresistente E.030



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Figura 12. Gráfico de Espectro de Diseño Sismoresistente E.030



Fuente: Elaboración Propia

4.3.4. Categoría de la edificación

La Norma E.030 define el coeficiente de uso e importancia "U" según la clasificación de la edificación. Las edificaciones se clasifican en esenciales, importantes, comunes y menores. Según las condiciones descritas en la Tabla N°5 de la NTE E. 030 de Diseño Sismorresistente, la categoría de edificación que le corresponde es del Tipo A ya que está destinada a edificaciones dentro en la Universidad Nacional del Santa. El factor de uso e importancia correspondiente es $U = 1.5$.

4.3.5. Sistema estructural

Según la Norma E.030, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. Además, mientras el sistema estructural



de un edificio cuenta con más ductilidad y sobre-resistencia, es factible reducir las fuerzas sísmicas de diseño para lograr un diseño más eficiente. La Norma E.030 define a $R =$ es el coeficiente de reducción de fuerza sísmica, que depende del sistema estructural y material predominante, como la mayor parte de sistema está compuesto por muros, se iniciará el análisis considerando que se trata de un sistema de Muros Estructurales, luego

4.3.6. Análisis Modal

Antes de realizar el análisis sísmico de un edificio es necesario conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales, ya que de estas características dependerá su respuesta durante un evento sísmico. Cabe señalar que el análisis modal es independiente de las cargas que actúan sobre el edificio, y depende, entre otras, de la rigidez y ubicación de los elementos que conforman el sistema estructural.

4.3.6.1. Modelo para el análisis

Para analizar el edificio se usó el programa ETABS 2016. Este modelo servirá para realizar el análisis modal, el análisis dinámico y el análisis estructural del edificio. Respecto a la elaboración del modelo es importante apuntar:

- Se consideró todos los parámetros ya antes mencionados según la Norma sismoresistente (N.T.E.) E 0.30.

- Se consideró un solo diafragma para cada piso, asignando 3 grados de libertad a cada piso. Se tendrán 3 diafragmas y 9 modos en total.
- Se restringió el movimiento lateral en la base del primer piso.
- ✓ La carga muerta se asigna secuencialmente para simular el proceso constructivo del edificio. El programa tiene una opción para este fin.

A continuación se presentan algunas vistas del modelo:

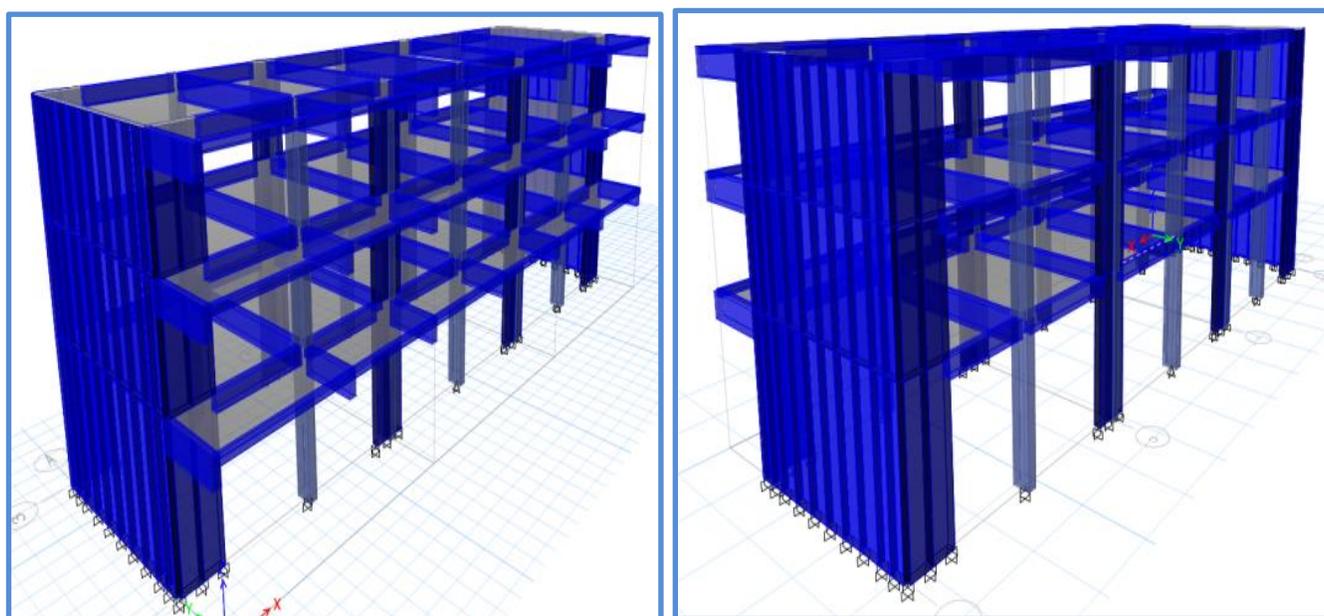


Figura 11. Bloque A

Fuente: Elaboración Propia

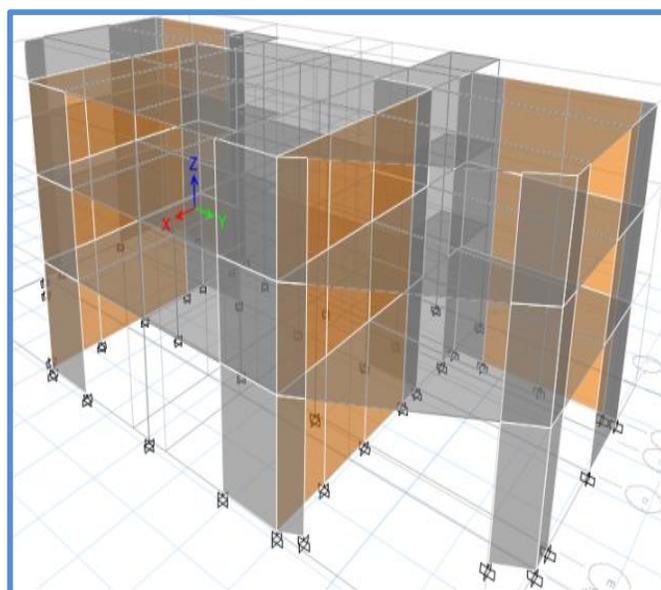
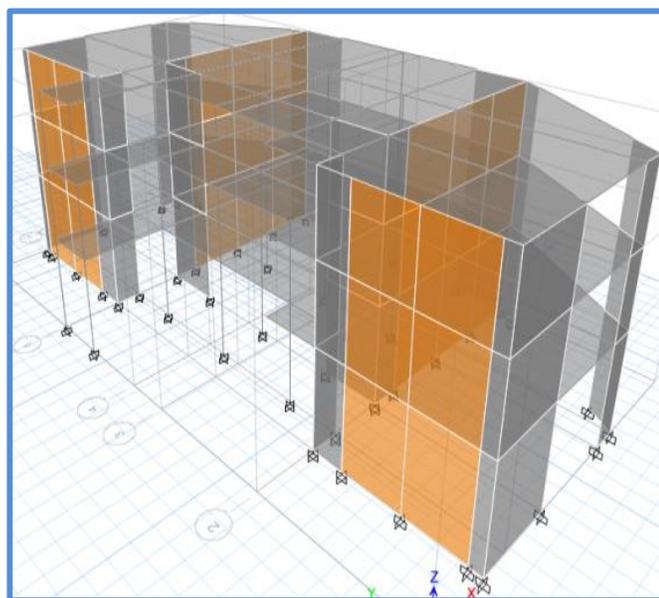


Figura 12. Bloque B

Fuente: Elaboración Propia

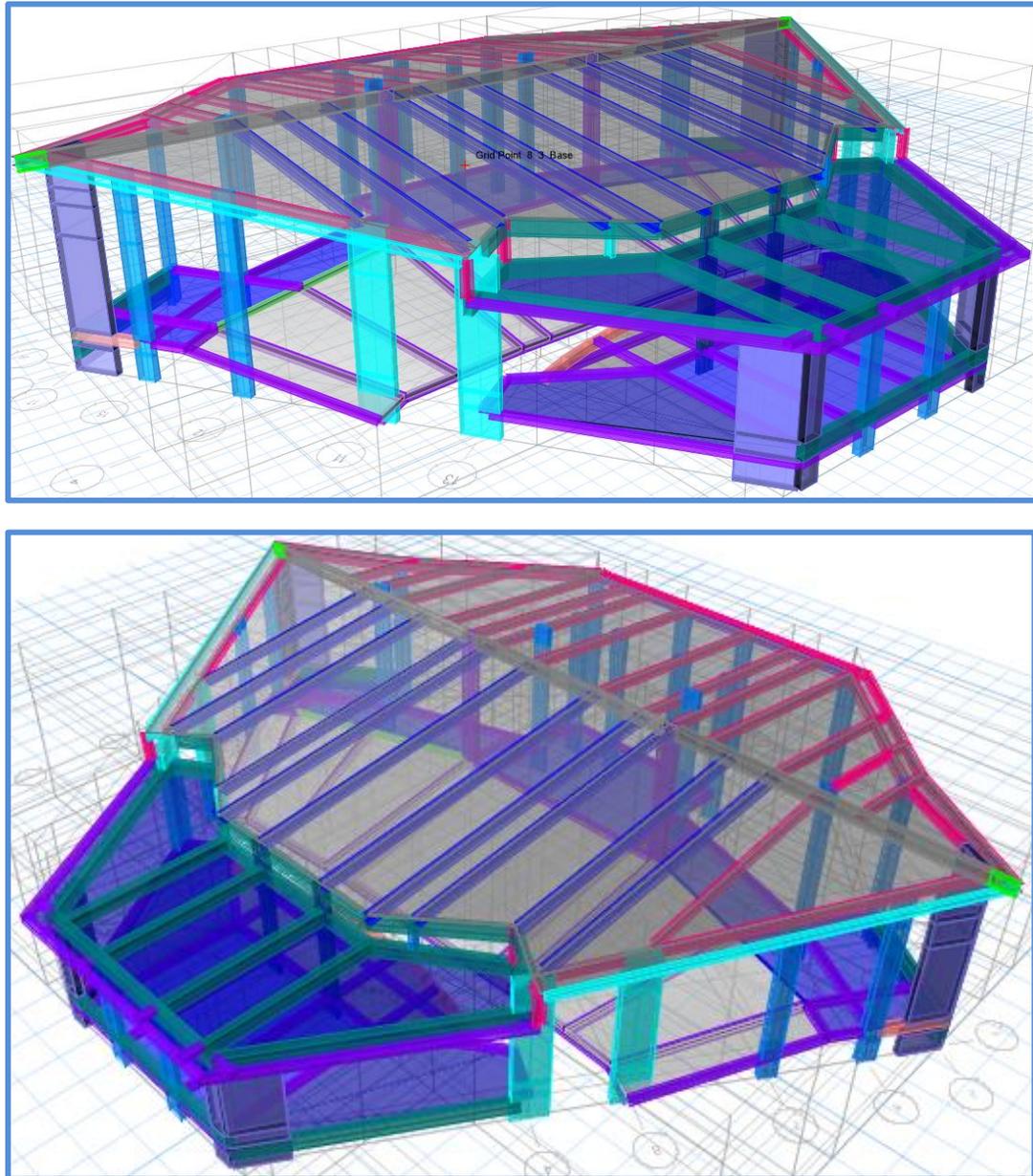


Figura 13. Bloque C

Fuente: Elaboración Propia



4.3.7. Análisis estático

Según el artículo 4.5 la Norma E.030, el Análisis Estático es un método que representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse 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 30 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

4.3.7.1. Peso del edificio

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en el Artículo 4.3 de la NTE E.030 que se muestra a continuación:

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Tabla 4.7. Peso De La Estructura 2



Piso	Peso en X (KG)	Peso en Y (KG)
3	253863.75	253863.75
2	324010.35	324010.35
1	339610.35	339610.35
Peso Total	917487.45	917487.45

Fuente:

Elaboración Propia

4.3.7.2. Fuerza cortante en la base

El Cortante estático en la Base, V , del Edificio, es calculado mediante la aplicación de la expresión en el Artículo 4.5.2 que mostramos a continuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Teniendo en cuenta en todo momento de que;

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

A continuación, se detalla el procedimiento a seguir para determinar el Cortante estático en la base

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)$$



1°. Determinar el Período Fundamental, T , de la Estructura.

En el programa podemos visualizar el periodo fundamental, T , de la estructura mediante la Tabla "Modal Participación Mass Ratios".

TABLA 4.8. : Modal Participating Mass Ratios		
Caso	Modo	Periodo (seg.)
Modal	1	0.269
Modal	2	0.105
Modal	3	0.07
Modal	4	0.06
Modal	5	0.031
Modal	6	0.023
Modal	7	0.021
Modal	8	0.018
Modal	9	0.012

Fuente: Elaboración Propia

2°. Calcular el valor del Factor de Amplificación Sísmica, C , para cada dirección principal de análisis, mediante la expresión del Artículo 2.5 de la E.030 – 2016.

Dependiendo de las condiciones locales del terreno, se establecen los siguientes límites para determinar el valor de C .

El período de suelo que define la plataforma o meseta del espectro y desplazamientos uniformes se detalla en la Tabla N°4.10 de la E.030.

Tabla 4.9. Periodos T_p y T_L

	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: Reglamento Nacional de Edificaciones

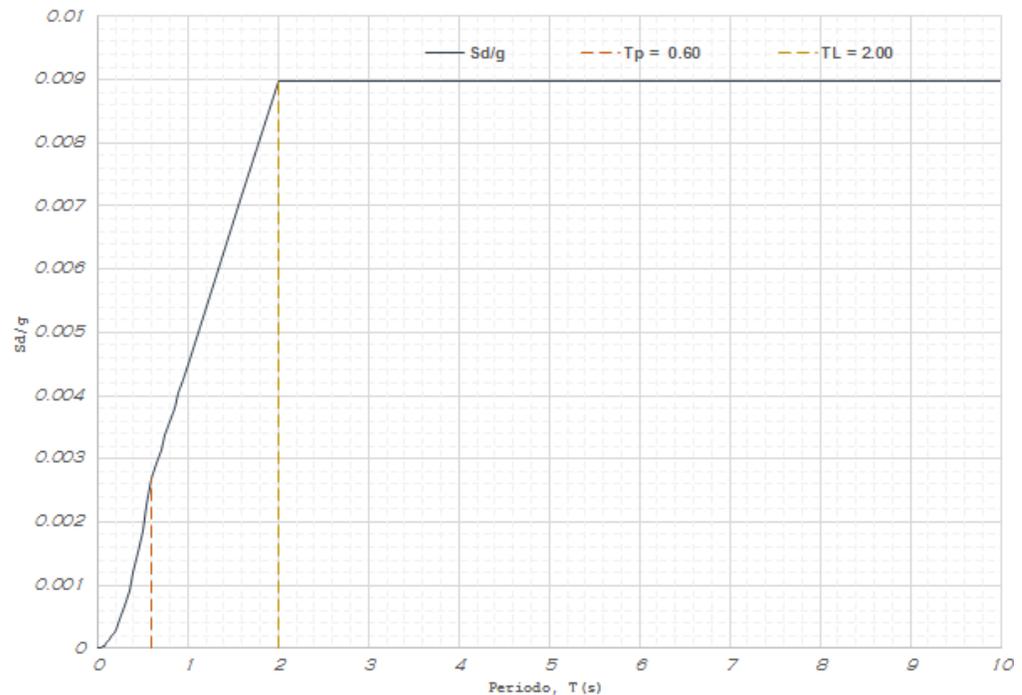


Figura 14. Espectro de Desplazamientos.

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo con estas afirmaciones, los valores para el perfil de suelo S2 son:

$$T_p = 0.6 \text{ s} \quad \wedge \quad T_L = 2 \text{ s}$$

Entonces,

$$T = 0.269 \text{ s} < T_p = 0.6 \text{ s}$$

$$\therefore C_x = C_y = 2.5$$

3°. Evaluar el valor de C/R para ambas direcciones de análisis.

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.416667 \geq 0.125$$

4°. Determinar el valor de $\frac{ZUCS}{R}$

$$\frac{ZUCS}{R} = (0.45)(1.5)(1.05)(0.416667)$$



$$\frac{ZUCS}{R} = 0.2953$$

5°. *Calcular el Cortante en la Base.*

TABLA 4.10. CORTANTE POR PISO	
Pisos	V
Piso 3	-110.4089
Piso 2	-209.9555
Piso 1	-270.9332

Usando la expresión $V = \frac{ZUCS}{R} P$ se calcula el Cortante en la Base del Edificio, pero antes Masas Sísmicas Efectivas por Piso según el análisis estático es 917487.45 Kg. = 917.49 Tn . Luego, el cortante en la Base del Edificio será:

$$V = 0.2953 \times 917.49$$

$$\therefore V = 270.93 \text{ Tn}$$

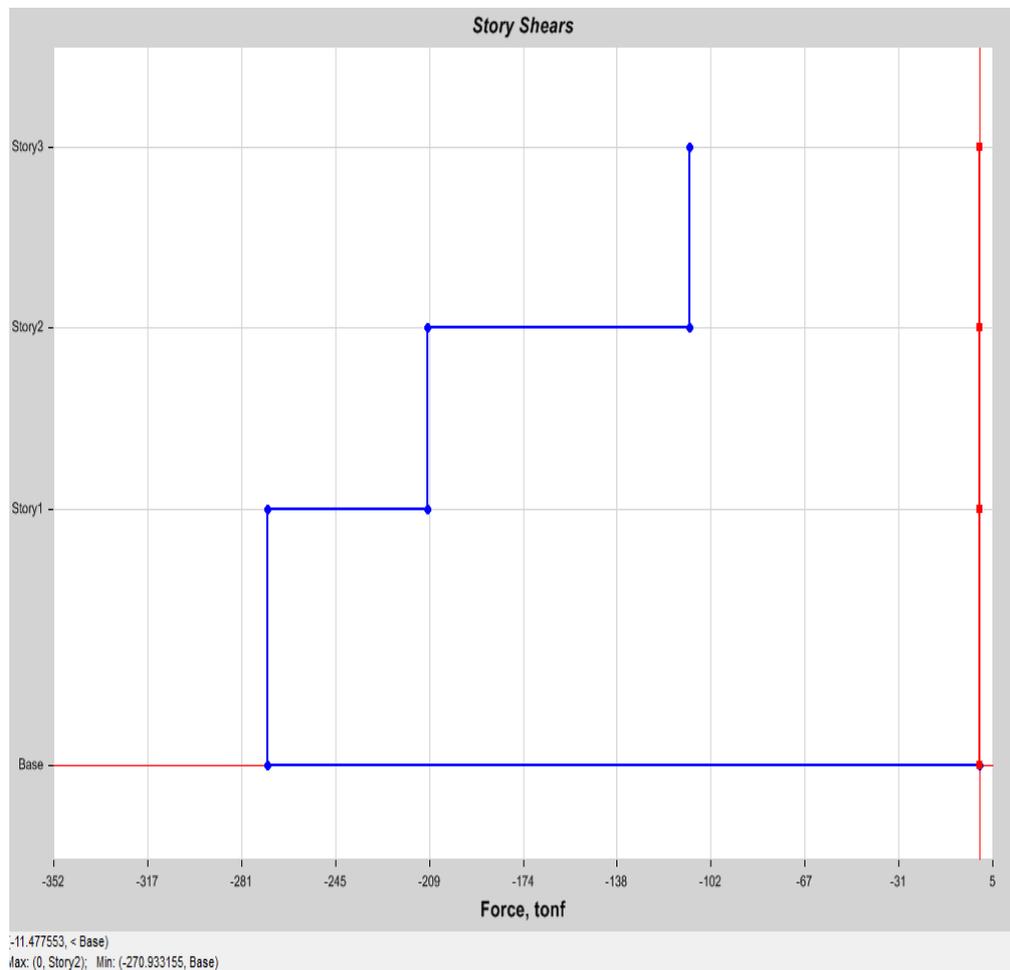


Figura 15. GRAFICA DE FUERZA CORTANTE POR PISO.
Fuente: Elaboración Propia

4.3.8. Análisis dinámico

El análisis dinámico es un procedimiento más completo para analizar sísmicamente una estructura. La Norma E.030 en su inciso 4.6, indica que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados del análisis dinámico.

Según la Norma E.030 existen dos formas de realizar el análisis dinámico: por medio de procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo-historia.



4.3.8.1. Aceleración espectral

La Norma E.030 en su inciso 18.2.b indica que se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Valores de T vs Sa del espectro de diseño

C	Tiempo	Aceleración
	(seg.)	(m/s ²)
2.50	0	2.90
2.50	0.1	2.90
2.50	0.2	2.90
2.50	0.3	2.90
2.50	0.4	2.90
2.50	0.5	2.90
2.50	0.6	2.90
2.14	0.7	2.48
1.88	0.8	2.17
1.67	0.9	1.93
1.50	1	1.74
1.36	1.1	1.58
1.25	1.2	1.45
1.15	1.3	1.34
1.07	1.4	1.24
1.00	1.5	1.16
0.94	1.6	1.09
0.88	1.7	1.02
0.83	1.8	0.97
0.79	1.9	0.91
0.75	2	0.87
0.68	2.1	0.79
0.62	2.2	0.72
0.57	2.3	0.66
0.52	2.4	0.60
0.48	2.5	0.56

Fuente: Elaboración Propia

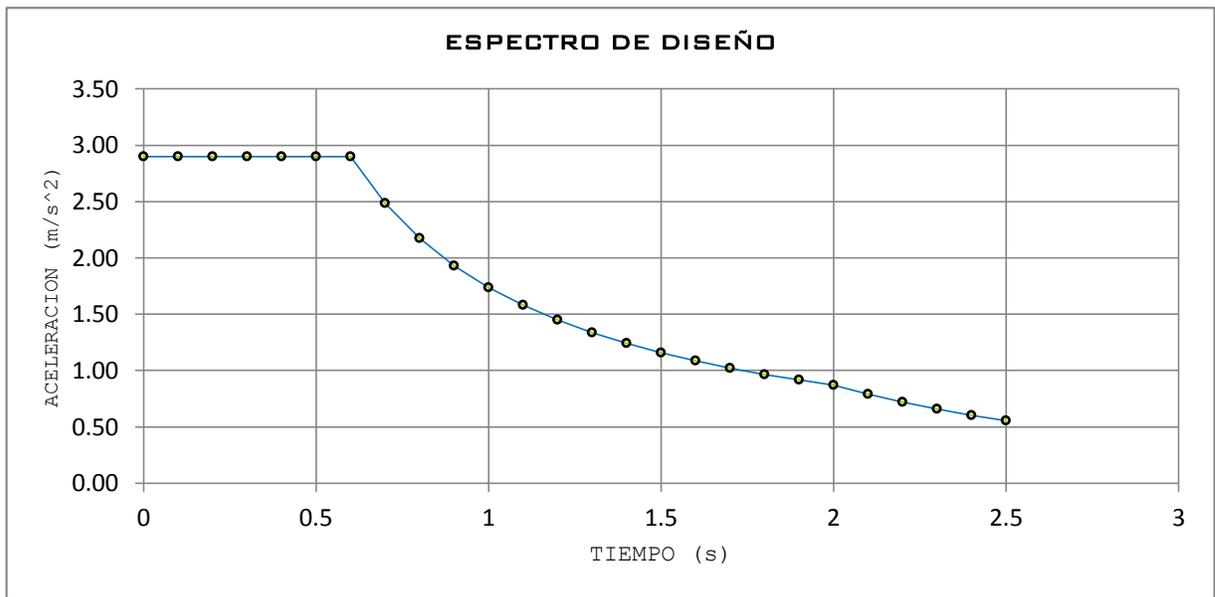


Figura 16. GRÁFICA ESPECTRO DE DISEÑO

Fuente: Elaboración Propia

4.3.8.2. Estimación de la respuesta máxima

La Norma E.030 indica el uso de la “combinación cuadrática completa” para el cálculo de la respuesta máxima esperada (r), tanto para las fuerzas internas como para los parámetros globales de fuerzas y desplazamientos.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Asimismo, la Norma E.030 aclara que se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de



masa total de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis.

4.3.8.3. Fuerza cortante mínima en la base

Una vez realizado el análisis dinámico se obtuvieron las siguientes respuestas máximas de fuerzas cortantes.

Tabla 4.11. Cortante Mínima en la Base

Nivel	SISMO (SDX)		SISMO (SDY)	
	Vx(Ton)	Vy(Ton)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
3	105.6862	0	0	103.0271
2	184.415	0	0	188.1105
1	225.4373	0	0	237.946

Fuente: Elaboración Propia

La Norma E.030 señala que la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructurales regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. De no cumplir con esta condición será necesario escalar todas fuerzas obtenidas para obtener las fuerzas de diseño.

	Dirección en XX	Dirección en YY
<i>V Dinámica</i>	225.4373	237.946
<i>V Estática (80%)</i>	216.744	216.744

Fuente: Elaboración Propia

Como se ve, se cumple con la condición de fuerza cortante mínima en la base, por lo que para diseñar los elementos estructurales no será necesario amplificar todas las fuerzas y ni los momentos.



4.3.8.4. Control de desplazamientos laterales

Para tener la seguridad de que nuestro edificio o construcción sea lo suficientemente rígido ante fuerzas laterales, esto es, que no se presenten desplazamientos excesivos en las principales direcciones de análisis, el Artículo 5.1 nos indica lo siguiente:

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 estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4.

De acuerdo con lo indicado,

$$\Delta_{inelástico-i} = \begin{cases} 0.75R\Delta_{elástico} & \text{- Regular} \\ R\Delta_{elástico} & \text{- Irregular} \end{cases}$$

Valores que de acuerdo con la Tabla N°11 del Artículo 5.2, que para este ejemplo de construcciones netamente de concreto, deben ser menores a 0.007.

Tabla 4.12. Límites para la Distorsión del Entrepiso.

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.



Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m
Story3	SEX	Diaph D3 X	0.000804	0.000802	1.003	38	30.6	0	10.9
Story2	SEX	Diaph D2 X	0.000843	0.00084	1.003	38	30.6	0	7.7
Story1	SEX	Diaph D1 X	0.000448	0.000447	1.003	19	25.025	2.65	4.5

Tabla 4.13 Derivas Elásticas calculadas por el ETABS, caso de Sismo Estático, Sismo X.

Piso	Altura (m)	derivadas de Entrepiso (%)	derivadas X 0.75R (%)	desplazamientos de entrepisos (mm)	desplazamientos acumulados (mm)
Piso 3	9.6	0.804	3.618	2.527	2.527
Piso2	6.4	0.843	3.7935	2.657	5.184
Piso 1	3.2	0.448	2.016	1.992	7.176

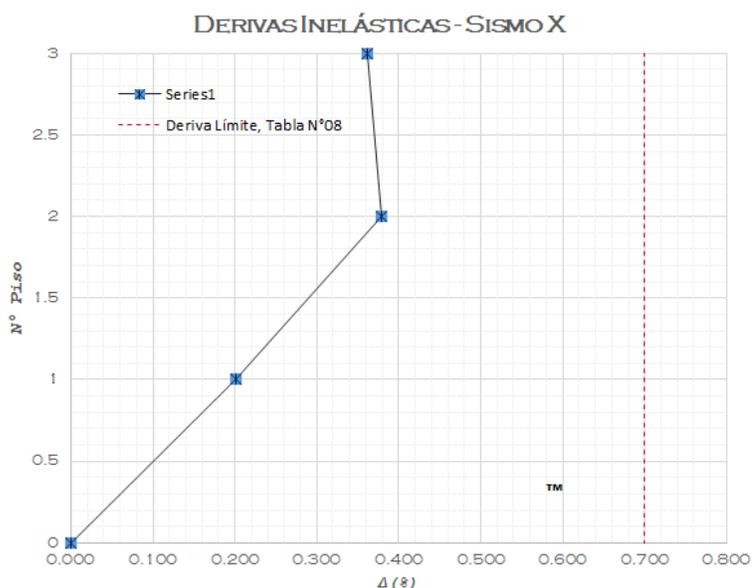
Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 4.14. Derivadas inelásticas en dirección X, según el artículo 5.1 de la NTE E. 030 -2016

Piso	Altura (m)	derivadas de Entrepiso (%)	derivadas X 0.75R (%)	desplazamientos de entrepisos (mm)	desplazamientos acumulados (mm)
Piso 3	9.6	0.103	0.04635	1.093	1.093
Piso2	6.4	0.117	0.05265	0.765	1.858
Piso 1	3.2	0.087	0.03915	0.392	2.25

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

FIGURA 17. DERIVADAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN Y, SEGÚN EL ARTÍCULO 5.1 DE LA NTE E. 030 -2016





Observamos que en la dirección X-X tenemos una deriva máxima de 3.8‰, que se da en el piso 2 y en la dirección Y-Y tenemos en el mismo piso una deriva máxima de 0.053‰. Según lo indicado en el inciso 15.1 de la Norma E.030, la deriva máxima para un edificio de concreto armado es de 7‰. Considerando que el sistema es de muros estructurales, es de esperar que los desplazamientos estén controlados con holgura.

Para calcular la distancia de la junta de separación sísmica (S) la Norma E.030 brinda tres criterios en su inciso 5.3. Se toma el mayor de los 3:

$$s \geq 3 \text{ cm}$$

$$s = 0.6 h = 0.6 * 9.6 = 5.76 \text{ cm}$$

Además la Norma E.030 señala que el edificio se retirará de las edificaciones adyacentes distancia no menor a los 2/3 del desplazamiento máximo inelástico.

$$s = \frac{2}{3}(4) = 2.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto la distancia de retiro mínima es de 6 cm.

4.3.9. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

En nuestro medio el uso de losas aligeradas es muy arraigado ya que permiten ahorro de concreto al usar bloques de relleno, los cual además sirven como encofrados para las viguetas, produciéndose un ahorro también en el encofrado del techo. Dado que las vigas usadas para cubrir el techo se vacían conjuntamente con la losa de manera monolítica, sus secciones toman forma de vigas T, las cuales se denominan "viguetas".

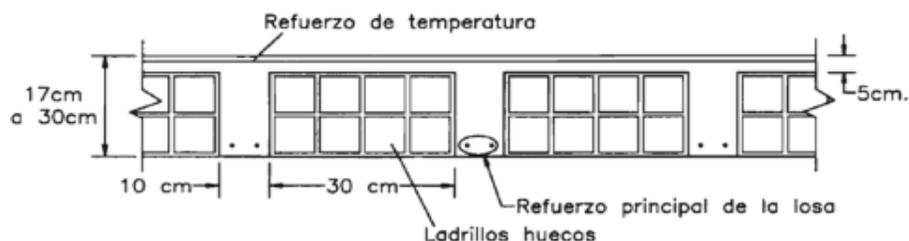


Figura 18. Características geométricas de una losa aligerada (Harmsen, 2002).

Las losas aligeradas se diseñan por vigueta, normalmente en un paño se selecciona la vigueta más crítica y su diseño se aplica a las demás viguetas del paño con el objetivo de lograr uniformidad en la distribución de refuerzo.

4.3.9.1. Análisis estructural

Salvo casos excepcionales, los techos no reciben solicitaciones sísmicas considerables, por lo que según el método de diseño **LRFD** estipulado en la Norma **E.060**, la combinación más crítica será **1.4CM+1.7CV**. Para el análisis estructural se asumirá una viga sometida a flexión pura, con las cargas distribuidas y puntuales provenientes del metrado de cargas. Si se tiene paños contiguos donde se prevé que el refuerzo sea continuo, el modelo será el de una viga continua de varios tramos. Se analizan las fuerzas cortantes y momentos máximos obtenidos.



4.3.9.2. Diseño por flexión

Dado que el tema del presente trabajo es el diseño, no se ahondará en los fundamentos teóricos del comportamiento de elementos sometidos a flexión.

Las viguetas se deberían diseñar como vigas T, comprobando que el bloque de compresión permanezca en el espesor de la losa (5 cm), pero prácticamente esta condición siempre se cumple. Es por esto que para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular con 40 cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con 10 cm de ancho (Blanco, 1994).

Para el cálculo de la cuantía necesaria por flexión (ρ) se usarán tablas de diseño, las cuales relacionan el valor de la cuantía con el parámetro Ku . Este parámetro se define como:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$$

Donde Mu es el momento último de diseño, " b " es el ancho de la sección considerada para el análisis y " d " es el peralte efectivo. Se entra a las tablas con el valor de Ku , se lee el valor correspondiente de ρ y se calcula el área de acero As como sigue:

$$Ku \rightarrow \rho \qquad As = \rho bd$$

Además, para verificar la longitud del bloque de compresión " a " se usa la siguiente expresión:

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



Por otro lado, la Norma E.060 en su artículo 10.5 indica que el acero mínimo será el necesario para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi Mn \geq 1.2 Mcr$). Pero no será necesario cumplir con esta disposición si el área de acero en tracción proporcionada es mayor o igual a 1.3 veces el área calculada. Para secciones rectangulares la Norma **E.060** brinda la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c} b_w d}{f_y}$$

Aplicando la expresión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene que el acero mínimo en aligerados es del orden de 0.24% de $b_w d$.

Cabe señalar que para el cálculo del acero mínimo en aligerados se considera sólo el ancho de alma b_w , ya sea para momentos positivos o negativos, y no el ancho asumido para el cálculo del acero por flexión. (Blanco, 1994)

Para el acero máximo, la Norma E.060 en su artículo 10.3.4 señala que la cuantía de acero en una sección debe ser como máximo el 75% de la cuantía balanceada. Esto permite que se tenga una sección sub-reforzada donde se espera una falla dúctil. Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ la cuantía balanceada es 2.13%, por lo tanto el acero máximo será del orden del 1.59% de bd .

$$\phi Vc = 1.1 \times \phi 0.53\sqrt{f'c} b_w d$$



Se deberá comprobar que la resistencia sea mayor que la fuerza cortante última, obtenida a una distancia “ d ” medida desde la cara de los apoyos. Caso contrario se requerirá retirar los ladrillos de los apoyos para formar ensanches, con el fin de aumentar el tamaño de la sección resistente. Con ensanches alternados el ancho de la sección aumenta de 10 a 25 cm, y con ensanches corridos, aumenta a 40 cm. Si se llega al extremo de exceder la resistencia con ensanches de 25 cm, indefectiblemente se deberá incrementar el peralte de la losa o especificar un concreto con mayor resistencia, lo cual no es deseable.

4.3.9.3. Refuerzo por contracción y temperatura

Tabla 4.15. Cuantías mínimas por contracción y temperatura según la Norma E.030.

Tipo de barra	ρ
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4,200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

En su artículo 9.7.2, la Norma E.060 especifica las cuantías mínimas para controlar la fisuración producida por los cambios volumétricos que sufre el concreto.

Asimismo, la Norma E.060 indica que para aligerados el espaciamiento de las barras no debe extenderse más de 5 veces el peralte de la losa,

ni más de 40 cm. Cabe señalar que esta cuantía mínima se aplica al área bruta de la sección (bh).

4.3.9.4. Corte del refuerzo

Para uniformizar el corte del refuerzo se seguirá los criterios especificados en el siguiente esquema:

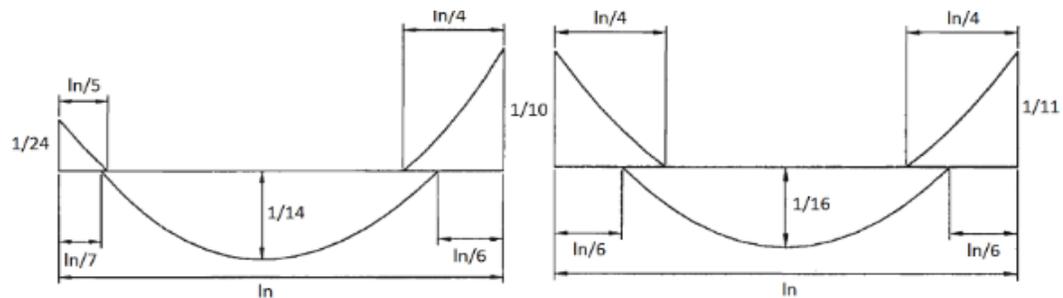


Figura 19. Corte del refuerzo en tramos exteriores e interiores de las viguetas.
Fuente: Blanco, 1994.

Estos puntos de corte están basados en las envolventes que se obtienen con el método de los coeficientes, propuesto por el ACI. El esquema mostrado es de carácter práctico y generalmente cumple con los requisitos teóricos, salvo casos en los que la envolvente real de momentos flectores presente una forma muy diferente a la mostrada, cuando se tengan cargas puntuales muy elevadas por ejemplo. De ser este el caso se deberá realizar un análisis más detallado de acuerdo a los diagramas reales.

4.3.9.5. Control de deflexiones

La Norma E.060 en su artículo 9.6.2 muestra los valores del peralte mínimo para los cuales no será necesario calcular las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 4.16. Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones

Condiciones de apoyo				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
<i>h mínimo</i>	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{18.5}$	$\frac{1}{21}$	$\frac{1}{8}$

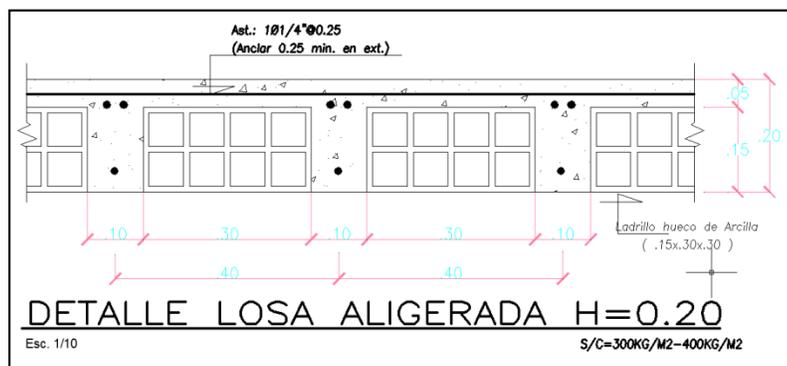
Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Los valores se pueden usar directamente en elementos de concreto de peso normal (Alrededor de $2,300 \text{ kg/m}^3$) y refuerzo con $f_c = 4,200 \text{ kg/cm}^2$. En nuestro caso se cumplen estas dos condiciones.

4.3.9.6. Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se diseñará la vigueta más larga del piso típico, la cual ya fue analizada en el Capítulo de Metrado de Cargas y presenta cambio de peralte.

Figura 20. Detalle de Losa Aligerada



Fuente: Elaboración Propia

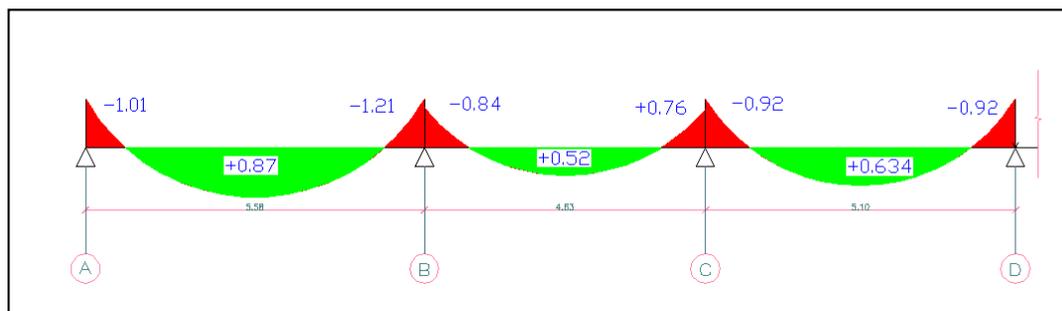
Del metrado de cargas tenemos:

- Para $h=20\text{cm}$: Carga muerta = $0.4 \times (300 + 100) = 160 \text{ kg/m}$
- Para aulas: Carga viva = $0.4 \times 250 = 100 \text{ kg/m}$

Se halló la carga última $W_u = 1.4CM + 1.7CV \rightarrow W_u = 0.39 \text{ ton/m}$

A continuación se muestra el diagrama de momentos flectores y cortantes de la vigueta, considerando las restricciones de los diafragmas superior e inferior de la vigueta en análisis.

Figura 21. Modelo estructural y diagramas de fuerzas internas de la vigueta en estudio



Fuente: Elaboración Propia

	h=20	
	As(+)	As(-)
bw(cm)	10	10
b(cm)	40	10
d(cm)	17	17
Mu(kg-m)	870	1210
$K_u = Mu/bd^2$	7.53	41.87
p	0.204%	1.31%
As calculado = p b d(cm ²)	1.3872	2.227
As min = 0.24% bw d(cm ²)	0.408	0.408
As máx. = 1.59% bw d(cm ²)	10.812	2.703
Refuerzo escogido	1Φ3/8" + 1Φ1/2"	1Φ3/8" + 1Φ1/2"
As colocado (cm ²)	1.98	1.98
As colocado/ As calculado	70%	89%
As colocado/ As máx.	18%	82%
a = 5cm	1.16(OK)	4.65(OK)



Diseño por corte

Considerando que tenemos dos peraltes diferentes, analizamos la resistencia con la carga máxima correspondiente a cada peralte. Las fuerzas cortantes últimas se obtienen a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos.

	h=20
d(cm)	10
Vu(Kg)	1099
ϕV_c (Kg)	1200
$\phi V_c/V_u$	1.09

Cálculo del refuerzo por temperatura.

Para el refuerzo por temperatura consideraremos la losa superior del aligerado ($h = 5\text{cm}$) y un metro de ancho de sección. Según la sección 6.4, $\rho = 0.0025$ para barras lisas. Por lo tanto el área de acero por temperatura será:

$$AS_{T^{\circ}} = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si consideramos barras de $1/4"$, $A_b = 0.32\text{cm}$ hallamos el espaciamiento:

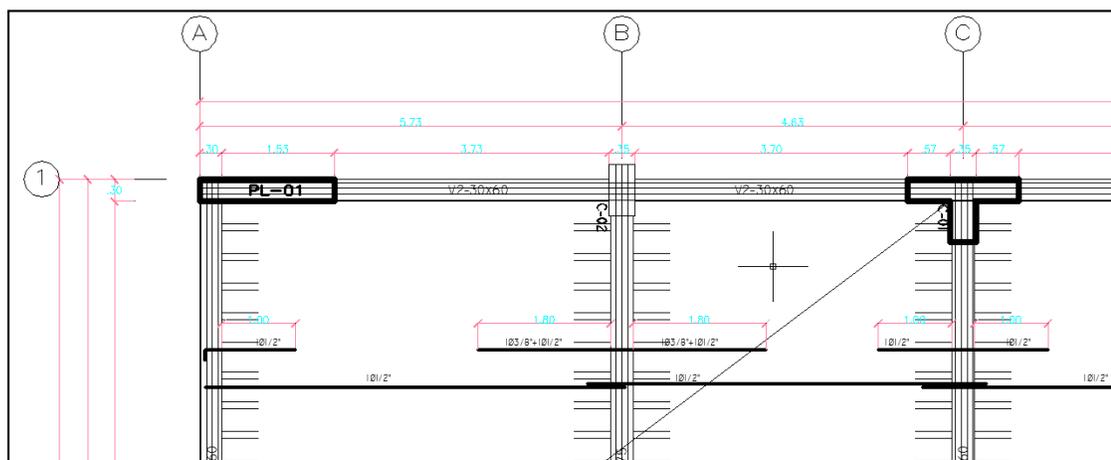
$$s = \frac{0.32}{1.25} = 26 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará barras lisas de $1/4"@25 \text{ cm}$ como refuerzo por temperatura.

Corte del refuerzo

Si observamos el diagrama de momentos flectores, podemos notar que la forma no coincide plenamente con la del esquema de corte propuesto en la sección 2.15.10.4. En el tramo central las varillas superiores se cortarán a $l_n/4$, y las inferiores a $l_n/6$. Debido a que en los tramos adyacentes al tramo central el momento negativo es muy elevado, se vio por conveniente prolongar una de las varillas superiores hasta el tramo exterior.

A continuación se muestra un esquema del paño analizado con el diseño final del refuerzo, indicando también el corte de las varillas.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 22. Diseño Final



4.3.10. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas cumplen dos papeles importantes dentro de la estructura: transmiten las cargas de los techos a los elementos verticales y, de ser el caso, forman junto a éstos los pórticos que absorberán las cargas sísmicas y controlarán el desplazamiento lateral de la estructura. Por lo tanto, se deberá tener especial cuidado en el diseño de las vigas con responsabilidad sísmica, siguiendo las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico.

4.3.10.1. Análisis estructural

Las vigas serán modeladas como parte de pórticos, considerando la rigidez de los apoyos (columnas o placas). Las vigas sí pueden absorber cargas de sismo, por lo que se deberá considerar todas las combinaciones de carga propuestas en la Norma E.060.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Las cargas de gravedad pueden asignarse a un modelo individual y resolver por métodos como el de Cross, de rigidez, del portal, entre otros; las cargas sísmicas requieren un análisis más complicado. El modelo estructural que se definió en el análisis sísmico nos brinda también los valores de las cargas por sismo para cada elemento, las cuales tenemos que amplificar por la cortante mínima en la base, según lo ya estudiado.



Una vez obtenidas las solicitaciones sísmicas y de gravedad que recibirá el elemento, se resuelven todas y cada una de las combinaciones de carga mencionadas, con las cuales obtenemos una envolvente que considere los peores escenarios. Se analizan los valores máximos de las envolventes de fuerza cortante y momento flector.

4.3.10.2. Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede de forma similar que en los Capítulos 6 y 7, hallando el parámetro Ku y usando las tablas de diseño para obtener la cuantía:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$$

$$Ku \rightarrow \rho$$

$$As = \rho bd$$

Los límites para el área de acero, según lo ya estudiado, son:

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c} b_w d}{f_y}$$

$$As_{max} = 0.75\rho_{bal}bd$$

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene:

$$As_{min} = 0.24\% bd$$

$$As_{max} = 1.59\%bd$$

Adicionalmente el Capítulo 21 de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil en la estructura. Sobre el refuerzo por flexión en vigas de edificios con sistema de muros estructurales, el artículo 21.4.4 indica lo siguiente:

- ✓ Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor que el $A_{s_{min}}$.
- ✓ No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- ✓ La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento debe ser mayor a un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

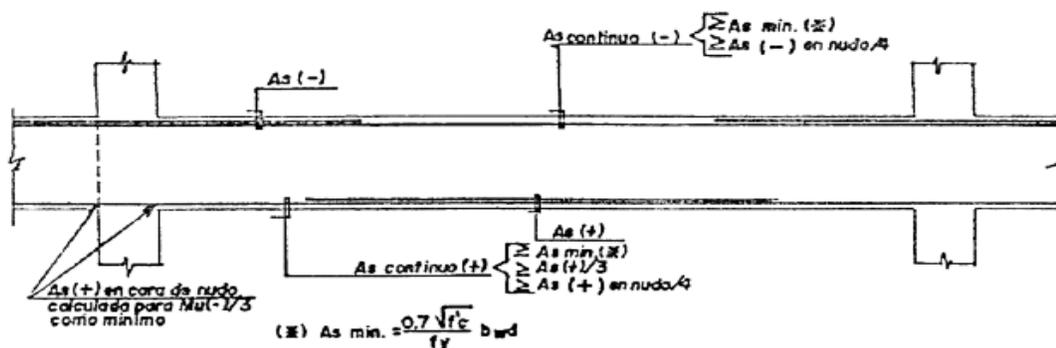


Figura 23. Disposiciones para el diseño sísmico por flexión según la Norma E.060

(Blanco 1994).



4.3.10.3. Diseño por corte

Normalmente en las vigas se presentan fuerzas cortantes mayores a los que el concreto puede resistir, por lo tanto es necesario proporcionar al elemento refuerzo por corte mediante estribos de acero. La resistencia al corte de la sección vendrá dada por la suma de los aportes del concreto y el acero. El aporte del concreto se calcula de igual manera que para losas macizas.

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

La Norma E.060 en su artículo 11.5.7.2 especifica la siguiente expresión para el cálculo del aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde es el área de refuerzo por corte dentro del espaciamiento s , proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma. Si se usan estribos simples, se encuentran dos ramas dentro del espaciamiento, por consiguiente el área será igual a dos veces el área de la barra, usada en el estribo.

En toda sección de la viga se deberá cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Donde es la fuerza cortante última de diseño, hallada a una distancia " d " medida desde la cara de los apoyos. Si tenemos el valor de para una



sección determinada y de V_c que es constante para toda la viga, entonces podemos obtener el valor de la resistencia requerida V_s en dicha sección, y por consiguiente, el espaciamiento requerido para asegurar dicha resistencia.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$
$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

El valor de s requerido no podrá ser mayor a $2.1\sqrt{f'_c} b_w d$ en ningún caso según el artículo 11.5.7.9 de la Norma E.060. Esto equivale decir que la fuerza cortante máxima que puede presentarse en una viga para cumplir con este requerimiento es:

$$V_{u_{max}} = 2.6\sqrt{f'_c} b_w d$$

Esta disposición busca controlar las fisuras bajo condiciones de servicio y evitar fallas por compresión en el concreto. De no cumplir con esta disposición se requerirá aumentar la sección de la viga o aumentar la resistencia del concreto (Ottazzi, 2010).

Por otro lado, si se necesitase reforzar la sección y se cumple con el requerimiento de $V_{u_{max}}$, la Norma E.060 en sus artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 limita la separación de los estribos a usarse con el fin de asegurar que las grietas formadas a 45° por la acción de las fuerzas cortantes sean tomadas por al menos un estribo.

$$s_{max} = A_v f_y / 0.2\sqrt{f'_c} b_w$$

$$s_{max} = A_v f_y / 3.5 b_w$$



Si $V_u < 0.5\phi V_c$ sí corresponden estribos mínimos de montaje.

Adicionalmente, al igual que para el refuerzo por flexión, la sección 21.4 de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico por corte, para vigas correspondientes a edificios con **sistema de muros estructurales**.

- ✓ La fuerza cortante de diseño de las vigas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de:
 - La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
 - El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño mencionadas en la sección 8.1 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.
- ✓ En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm;
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
 - 30 cm.
- ✓ Los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

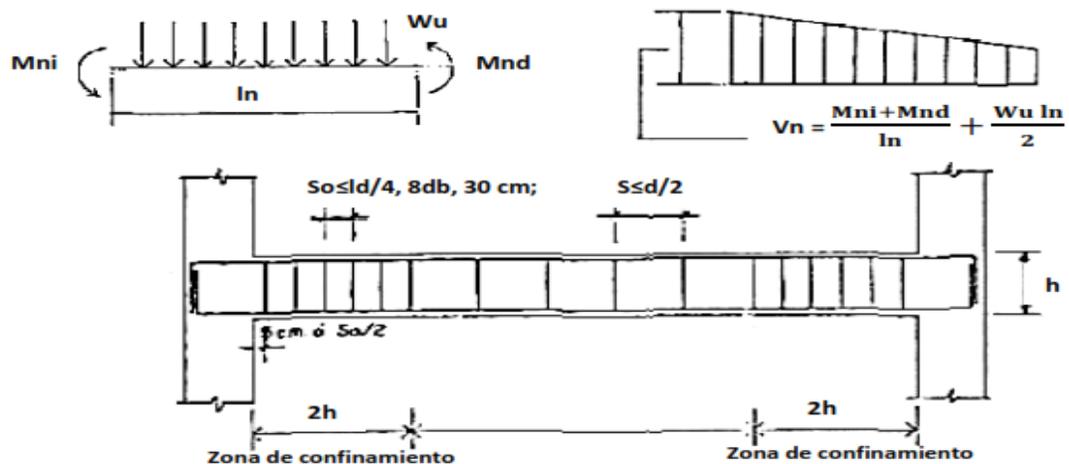


Figura 24. Disposiciones para el diseño sísmico por corte según la Norma E.060 (Blanco, 1994).



Cabe señalar que estas disposiciones son válidas sólo para el caso de edificios con sistema de muros estructurales. Para edificios aporticados estos requisitos no son suficientes (ver artículo 21.6 de la Norma E.060).

4.3.10.4. Control de deflexiones

Los valores de la tabla 6.6.1 referida al peralte mínimo en aligerados a menos que se calculen las deflexiones, también cumplen para el caso de las vigas, según el artículo 9.6.2 de la Norma E.060.

4.3.10.5. Control de la fisuración

Las fisuras son inevitables cuando el refuerzo por flexión de una viga empieza a trabajar en condiciones de servicio; sin embargo deben ser controladas para no afectar la estética y la integridad del elemento. Para ejercer dicho control; la Norma E.060 en su artículo 9.9.3 especifica el uso del parámetro "Z". Este parámetro no mide directamente el ancho de las fisuras pero puede servir de referencia siempre y cuando las condiciones del ambiente no sean agresivas. Se deberá distribuir el refuerzo de tal manera que el valor de Z sea menor a 26,000Kg/cm.

$$Z = fs \sqrt[3]{dc Act}, \quad fs = \frac{Ms}{0.9 d As}, \quad Act = \frac{2y_s b}{N^{\circ} barras},$$

Dónde:

fs = Esfuerzo en el acero (kg/cm²)

dc = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra (cm)

Act = Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de

tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo,

dividida entre el número de barras (cm^2)

M_s = Momento flector en condiciones de servicio ($kg - cm$)

d = Peralte efectivo de la sección (cm)

A_s = Área total del refuerzo principal de tracción por flexión (cm^2)

y_s = Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

b = Ancho de la sección (cm)

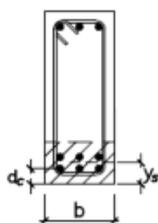


Figura 25. Control de la fisuración.

4.3.10.6. Corte del refuerzo

La Norma E.060 en sus artículos 12.10, 12.11 y 12.12 exige una serie de requisitos para asegurar una adecuada longitud de desarrollo en lugares donde se corte el refuerzo, a continuación se presentan algunos de los más importantes:

- ✓ El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12d_b$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.
- ✓ Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo



ld más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

- ✓ El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:
- ✓ V_u en el punto terminal no excede $2/3$ de ϕV_n .
- ✓ El refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $3/4 \phi V_n$.

Por lo menos $1/3$ del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 15 cm dentro del apoyo.

- ✓ Por lo menos $1/3$ del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12 d_b$ ó $l_n/16$, la que sea mayor.
- ✓ El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida en el tramo según los requerimientos de longitud de anclaje.
- ✓ Se deberá tener en cuenta lo descrito respecto a las disposiciones para el diseño sísmico por flexión.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

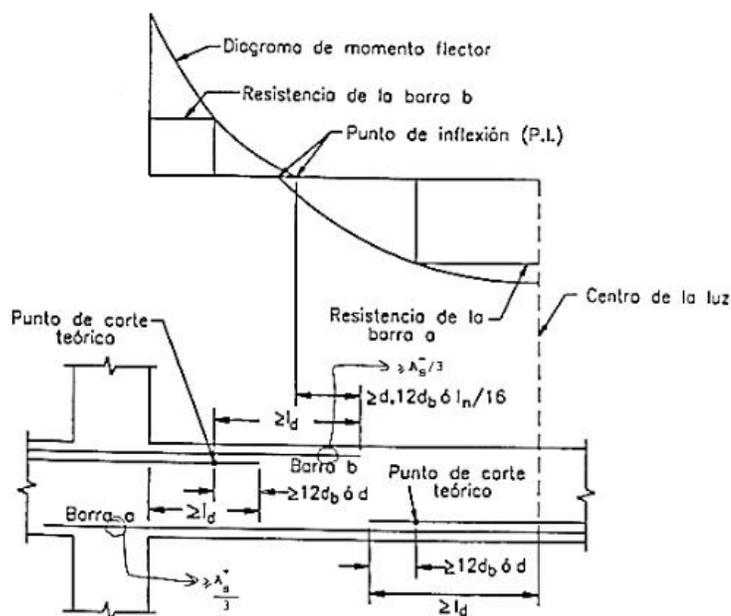


Figura 26. Consideraciones para el corte del refuerzo según la Norma E.060 (Ottazzi, 2010).

4.3.10.7. Empalmes por traslape del refuerzo

La Norma E.060 en sus artículos 12.15 y 12.16, brinda las consideraciones para realizar empalmes en barras a tracción y compresión. Es importante asegurar que en un empalme se logre un adecuado acoplamiento de las barras, de tal manera que éstas desarrollen adecuadamente su resistencia cuando sean solicitadas, y así no alterar la capacidad con la que fue diseñada la sección. De acuerdo al sobre-reforzamiento que exista en la sección y al porcentaje de A_s que se empalme, la Norma E.060 especifica el uso de las siguientes clases de empalmes.



$\frac{As\ proporcionada}{As\ requerida}$	Porcentaje máximo de empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50%	100%
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Tabla 4.17. Clases de empalmes para barras en tracción según la Norma E.60

Siendo la longitud mínima para cada clase de empalme:

- ✓ Clase A: $l_{min} = 1.0 l_d$
- ✓ Clase B: $l_{min} = 1.3$
- ✓ Clase A y B: $l_{min} = 30cm$; Donde: $l_d =$
longitud de desarrollo en tracción.

Es importante notar que en las zonas con menor esfuerzo se obtendrá un mayor valor para el cociente de sobre-reforzamiento, y por lo tanto, menor longitud de empalme. Se recomienda empalmar en estas zonas, para lo cual es útil analizar los diagramas de momento flector de la viga. Se diferenciarán dos casos, cuando la viga sólo reciba cargas de gravedad y cuando reciba además cargas de sismo.

En una viga que sólo recibe cargas de gravedad, las barras superiores prácticamente no son solicitadas en la zona central de la luz, lo cual



convierte esta zona en ideal para empalmar. Por otro lado, para las barras inferiores, los apoyos son una zona ideal al no presentarse momentos positivos.

Sin embargo, cuando una viga recibe cargas de sismo, la envolvente de los momentos ocasionados por éste presenta una forma de "X", aumentando considerablemente los momentos positivos y negativos en los apoyos, y manteniendo casi sin alterar los momentos de la zona central. Es así que el empalme en la zona central para las barras superiores sigue siendo válido; pero para las barras inferiores sería inconveniente seguir empalmado en los apoyos, ya que el momento positivo se incrementa considerablemente. Es por esto que para las barras inferiores se recomienda empalmar en una zona intermedia entre el apoyo y el centro de la luz (Blanco, 1994).

Además, se deberá tener en cuenta lo señalado en la sección 8.2 referente a las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico, donde se menciona que no deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.

Entonces, analizando todo lo descrito, se deberá especificar con criterio la clase de los empalmes a usar y las zonas donde empalmar. El siguiente esquema resume lo explicado en los párrafos anteriores

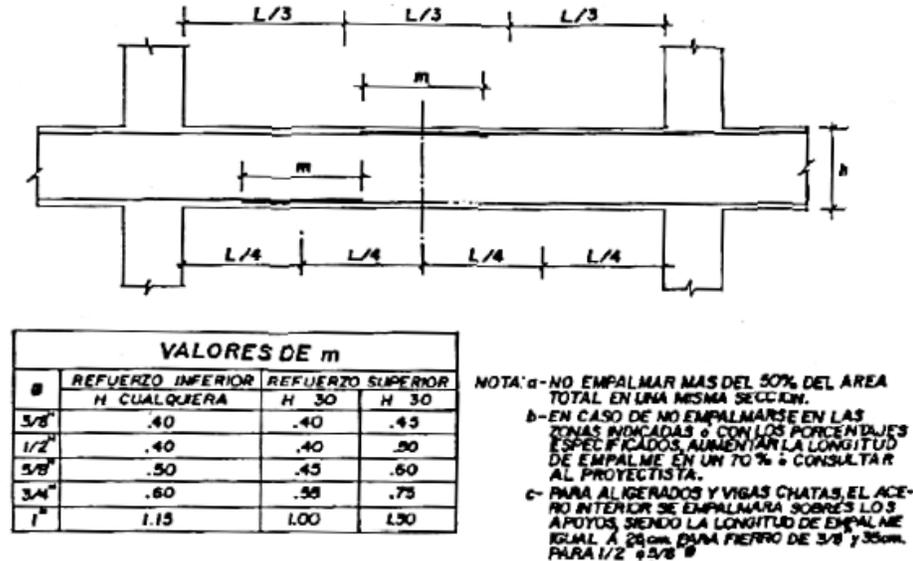
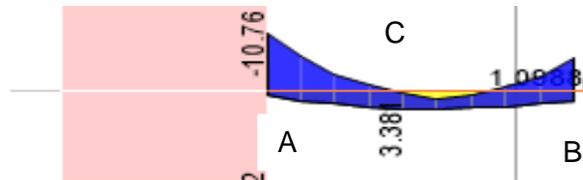


Figura 27. Consideraciones para especificar las zonas de empalme del refuerzo (Blanco, 1994).

A manera de ejemplo se realizará el diseño completo de la viga VP 1, ubicada en el eje G del piso típico (ver plano E-01 del Anexo):



Se tiene los diagramas de momentos flectores último en el siguiente pórtico de análisis

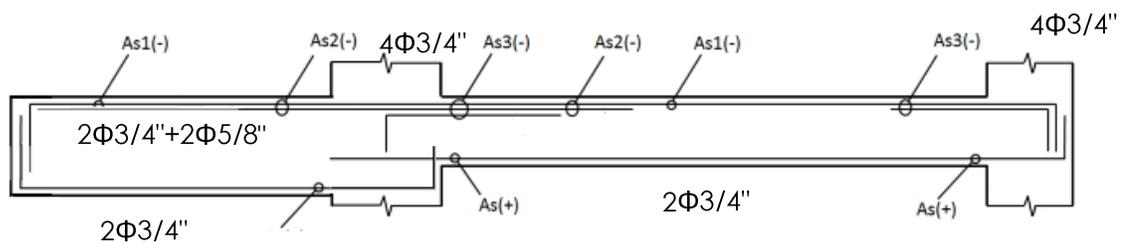
Diseño por flexión

C

Analizando con los valores máximos, correspondientes a las secciones:

Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.

	sección		
	A	B	C
b(cm)	30	30	0.3
h(cm)	70	70	0.75
d(cm)	64	64	64
Mu(tn-m)	10.76	3.38	1.98
Ku=Mu/bd ²	11.48	4.5	2.65
ρ	0.33%	0.55%	0.44%
As calculado = ρ b d(cm ²)	4.15	6.25	9.936
As min= 0.24% b d(cm ²)	3.665	3.857	5.968
As máx.= 1.59% b d(cm ²)	25.758	25.758	32.913
Refuerzo escogido	2Φ3/4"	4Φ3/4"	2Φ3/4"+2Φ5/8"
As colocado (cm ²)	4.75	8.45	11.45
As colocado/ As calculado	121%	110%	108%
As colocado/ As máx.	21%	48%	42%



Tenemos:

- $As(+)$ = 5.44cm^2
- $As1(-)$ = 11.61cm^2
- $As2(-)$ = 9.61cm^2
- $As3(-)$ = 10.46cm^2



4.3.11. DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)

Los muros de corte son aquellos que además de las cargas verticales, también reciben cargas horizontales paralelas a su plano, principalmente provenientes de sollicitaciones sísmicas. En nuestro medio son conocidos como "placas" y en edificios altos su uso es fundamental, ya que aportan rigidez lateral ayudando a controlar los desplazamientos durante un evento sísmico.

4.3.11.1. Análisis estructural

Se aplica lo mismo que para columnas (ver sección 9.1).

4.3.11.2. Refuerzo mínimo horizontal y vertical

Dadas las importantes dimensiones que presentan los muros de corte, la Norma E.060 especifica cuantías mínimas de refuerzo para evitar la fisuración. En su artículo 11.3 señala:

$$\rho_h \geq 0.002 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

Estos mínimos aplican siempre y cuando no se requiera cuantías mayores por corte. El espaciamiento no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro, ni 40 cm. Si el espesor es mayor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en ambas caras del muro. El refuerzo vertical no necesita estar confinado salvo que su cuantía exceda de 0.01.

4.3.11.3. Diseño por flexión

De acuerdo a la esbeltez del elemento, su comportamiento por flexión varía notablemente, por consiguiente el diseño del refuerzo vertical por flexión debe diferenciarse para dos casos:



a) Muros esbeltos ($H/L = 1$)

En muros esbeltos el comportamiento es similar al estudiado para el caso de columnas, donde las fallas más probables son las del tipo dúctil, debido a la formación de rótulas plásticas en la base. El diseño se realizará por flexo compresión.

Se asume el acero principal en los núcleos confinados y el acero repartido en el resto de la sección. Se ubican los núcleos confinados en los extremos y donde se presenten vigas o muros perpendiculares al plano del elemento. Por último, se elaboran los diagramas de interacción para cada dirección y se ubican los puntos (M_u, P_u) para comprobar la validez de la iteración.

b) Muros bajos ($H/L < 1$)

En estos casos la falla más probable es del tipo frágil, por tracción diagonal del elemento, por lo tanto la fuerza cortante gobierna el diseño. El comportamiento no corresponde a la de un elemento sometido a flexo compresión y es semejante al de una viga de gran peralte.

Para calcular el acero de refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse con la siguiente expresión (Blanco, 1994).

$$M_u = \phi A_s f_y z ; \text{ Donde: } z = 0.4L \left(1 + \frac{H}{L}\right); \text{ si } 0.5 < \frac{H}{L} <$$

$$1 \text{ y } z = 1.2H; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$



4.3.11.4. Diseño por corte

La Norma E.060 en su artículos 11.10.3 a 11.10.10, indica las consideraciones para el diseño del refuerzo por corte en placas.

El aporte del concreto se puede calcular mediante las siguientes expresiones, considerando la magnitud de la carga axial

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}ctd; \text{ si } \frac{Pu}{Ag} \geq 0.1 f'_c \quad V_c = 0; \text{ si } \frac{Pu}{Ag} < 0.1 f'_c$$

Donde t es el espesor del muro y d el peralte efectivo, el cual deberá ser calculado mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones, sin embargo la Norma E.060 permite el uso de $d = 0.8L$.

Además la Norma E.060 señala algunos límites para las resistencias calculadas

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}ctd; \text{ Donde: } a_c = 0.8; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \text{ y } a_c = 0.8; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2.0$$

Donde el valor a_c de donde varía linealmente para valores intermedios de H/L . Además se especifica un límite para el valor de $V_n = V_c + V_s$, según la siguiente expresión.

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} t d$$

Si $V_u \leq 2.7\sqrt{f'_c} t d$, se requerirá el refuerzo mínimo especificado en la sección 10.1.

Si $V_u \geq 2.7\sqrt{f'_c} t d$ ó $V_u > \emptyset V_c$, se deberá calcular la cuantía del refuerzo horizontal según:



$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c \qquad \rho_h = \frac{V_s}{f_y t d}; \rho_{h \min} = 0.0025$$

Además, la cuantía de refuerzo vertical deberá ser calculada según:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025); \rho_{h \min} = 0.0025$$

La Norma E.060 indica que no es necesario considerar la cuantía de refuerzo vertical mayor que la horizontal, salvo que la relación H/L sea menor a 2, en cuyo caso es sí será necesario considerar que $\rho_v \geq \rho_h$

Para los espaciamientos, tanto vertical como horizontal, se debe cumplir que:

$$s_{m\acute{a}x} = 3t \quad y \quad s_{m\acute{a}x} = 40cm$$

Adicionalmente la Norma E.060 en su artículo 21.9.5.3, referente a las disposiciones para el diseño sísmico de muros estructurales, señala que la fuerza cortante de diseño debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada en el muro:

$$Vu_{dise\tilde{n}o} \geq Vu \left(\frac{Mn}{Mu} \right) \quad ; \quad \left(\frac{Mn}{Mu} \right) \leq R$$

Y esta fuerza cortante deberá ser considerada para el diseño en una altura medida desde la base no menor de L y $\frac{Mu}{4Vu}$, previendo la formación de rótulas plásticas.

4.3.11.5. Empalmes por traslape del refuerzo

Los núcleos confinados se pueden considerar individualmente como columnas, por consiguiente los empalmes se pueden especificar de acuerdo con lo dispuesto en la sección 9.6.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P. ING.CIVIL

TESIS: "DISEÑO DEL PABELLÓN DE
INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH".

CAPÍTULO V: DISEÑO ARQUITECTÓNICO



5. CAPÍTULO V: DISEÑO ARQUITECTÓNICO

5.1. GENERALIDADES

En la industria de la construcción a nivel mundial surgen cada vez, más materiales y tecnología de alto nivel. Asimismo, surgen nuevos sistemas de construcción y es por estas razones que el diseño arquitectónico debe situarse a la vanguardia con las nuevas formas e ideas de construcción, al diseñar espacios con calidad, estética y confort, dignificando el hábitat del hombre.

El diseño arquitectónico es una de las partes fundamentales de la arquitectura. Cada problema de diseño arquitectónico es irrepetible, por lo que requiere una correcta formulación y el conocimiento de los recursos para llegar a una solución original, no como una forma artística, sino como la respuesta óptima a un problema específico.

La metodología en el diseño arquitectónico, es un instrumento que el diseñador utiliza para llevar a cabo en forma sistemática el proceso que ayudará a conceptualizar y realizar un proyecto determinado. Considerando lo anterior, se presenta una metodología que comprende las siguientes etapas:

- Detección del problema dentro de una comunidad preestablecida.
- Investigación del sitio y documental.
- Estudio de edificios análogos.
- Programa arquitectónico.
- Primera imagen conceptual.- Es el o los esbozos de las soluciones posibles.



- Anteproyecto.- Es una versión dimensionada de la (o las) soluciones escogidas como más convenientes.
- Proyecto.- Es la versión final, ajustada en dimensiones, especificación de materiales y criterios constructivos para su ejecución.
- Redacción del informe.- Es la elaboración de los documentos necesarios para la interpretación del proyecto por todos los interesados, en especial los encargados de su construcción.

5.2. DEFINICIÓN Y OBJETIVOS

El diseño arquitectónico es un proceso epistemológico (del gr. Conocimiento. Fundamentos y métodos del conocimiento científico) que debe resolver problemas para crear los espacios con las condiciones óptimas para que el ser humano desarrolle todo tipo de actividades, y es precisamente la tecnología la que permite al arquitecto tener la versatilidad conceptual que se requiere para obtener las respuestas correctas.

El objetivo principal es la creación de espacios que cumplan con las expectativas de la arquitectura contemporánea, contribuyendo a un mejor desarrollo de las actividades socioculturales del ser humano. Es decir, crear espacios dignos, confortables y de acuerdo con los factores económicos vigentes.

5.3. PROGRAMA FUNCIONAL

El programa funcional básicamente contiene los siguientes ambientes, que se obtuvieron en gran parte del "Organigrama Estructural de la Escuela de Ingeniería Civil", y son los subsiguientes:



- 1 EDIFICIO DE AUDITORIO
- 2 PABELLÓN DE AULAS
- 3 AULA PARA DISEÑO
- 4 BAÑO ALUMNAS
- 5 BAÑO ALUMNOS
- 6 BAÑO DE LA DIRECCIÓN
- 7 BAÑOS DOCENTES (H y M)
- 8 BIBLIOTECA ESPECIALIZADA
- 9 CENTRO DE PRODUCCIÓN
- 10 CENTRO CONFEDERADO DE ALUMNOS
- 11 CUBÍCULOS PARA DOCENTES
- 12 DIRECCIÓN
- 13 INVESTIGACIÓN Y PROYECCIÓN SOCIAL
- 14 SALA DE REUNIONES
- 15 SECRETARÍA



Áreas Complementarias y de Servicios.- No contemplado en el
"Organigrama Estructural".

- a) Plaza
- b) Jardines
- c) Veredas
- d) Escalera y rampa de acceso al auditorio

Descripción de los Ambientes Programados.- Cada una de estas áreas
(salones) están subdivididas en zonas y contienen lo siguiente:

- 01.- Edificio de Auditorio.- Vestíbulo y Auditorio, un servicio higiénico.
- 02.- Pabellón de aulas.- Consta de 9 aulas multimedia.
- 03.- Aula de diseño.- Único ambiente.
- 04.- Baños alumnas.- 3 ambientes.
- 05.- Baños alumnas.- 3 ambientes.
- 06.- Baños de la Dirección.- Único ambiente.
- 07.- Baños docentes (H y M).- 2 ambientes.
- 08.- Biblioteca Especializada.- Único ambiente.
- 09.- Centro de Producción.- Único ambiente.
- 10.- Centro Confederado de Alumnos.- Una unidad técnica.



- | | |
|---|---|
| 11.- Cubículos para Docentes
higiénicos. | Único ambiente y servicios |
| 12.- Dirección | Una Jefatura, y un servicio higiénico. |
| 13.- Investigación y Proyección Social.- | Una unidad técnica. |
| 14.- Sala de Reuniones.- | Único ambiente y un servicio higiénico. |
| 15.- Secretaría.- | Único ambiente y un servicio higiénico. |
| 16.- Cafetería.- | Único ambiente. |

5.4. PROGRAMA ARQUITECTÓNICO Y CUADRO DE ÁREAS

En el Programa arquitectónico, se ha tomado en cuenta las necesidades y requerimientos espacio-funcionales de nuestra Escuela, es decir, del "Organigrama Estructural de la Escuela de Ingeniería Civil" elaboramos los ambientes que a continuación se presenta:

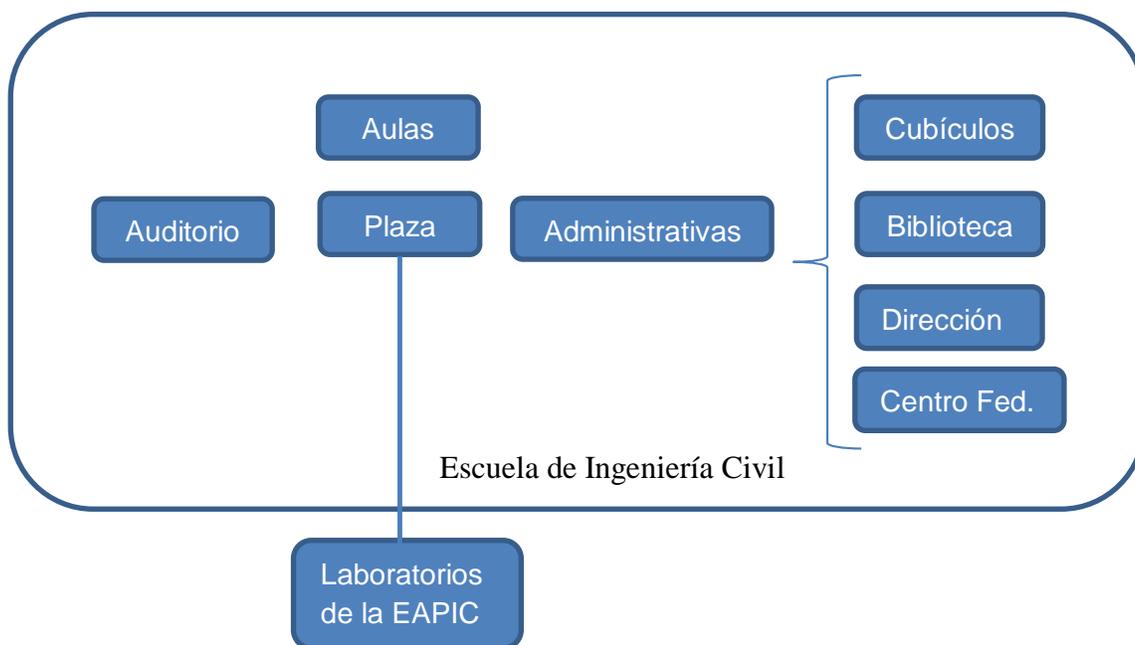


Figura 28. Organización

La definición del área o superficie por ambiente, está detallada en el ítem 4.6. (Propuesta Arquitectónica).



5.5. MÓDULO FUNCIONAL ESTRUCTURAL

- Edificio de auditorio, consiguiendo de esta manera espacios interiores de aproximadamente con una capacidad de 200 personas, servicios higiénicos en una área de 12 m², vestíbulo camerinos respectivamente.
- El pabellón de aulas se de 3 niveles estructurales regulares y definidos. Es decir, tenemos módulos estructurales de 7.4 x 9.90 m. La Circulación vertical se hará a través de escaleras, siendo las alturas por cubrir de 3.20 m entre niveles de pisos terminados para el segundo y tercer piso.
- El edificio de oficinas de administrativas de 3 niveles estructurales regulares y definidos. Es decir, en el primer nivel se tiene: cubículos de docentes módulos estructurales de 10.6 x 14.50, Secretaria 16 m², Dirección 16 m², Sala de Reuniones 20 m², Área de servicios higiénicos de 76 m² (hombres, mujeres, discapacitados), un depósito de 5.4 x 1.8 m. la circulación vertical se hará a través de escaleras, siendo las alturas por cubrir de 3.20 m entre niveles de pisos terminados para el segundo y tercer piso.
- En el segundo nivel se tiene: aula de diseño de 80 m², módulos estructurales de Biblioteca Especializada de 120m² la cual se subdivide en un ambiente para un museo de 40 m², Dirección 16 m², Sala de Reuniones 20 m², Área de servicios higiénicos de 76 m² (hombres mujeres, discapacitados), un depósito de 5.4 x 1.8 m



- En el tercer nivel se tiene: Centro Confederado de 80 m², Cafetería de 120m², área de servicios higiénicos de 76 m² (hombres mujeres, discapacitados), un depósito de 5.4 x 1.8 m.

5.6. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA

A continuación un resumen de las áreas propuestas para cada uno de los ambientes planificados:

Tabla 5.1. Propuesta de Áreas por Ambiente Libres

N°	AMBIENTES EXTERIORES	ÁREA (m2)
1	PLAZA	700
2	JARDINES	295
3	VEREDAS	370
4	ESCALERA DE ACCESO AL AUDITORIO	60
	TOTAL	1425



Tabla 5.2. UNS - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL - EDIFICIO ACADÉMICO
PROGRAMA DE ÁREAS

N°	AMBIENTES CERRADOS	ÁREA (m2)	CANTIDAD	TOTAL (m2)	REQUERIMIENTOS BÁSICOS
1	AUDITORIO				
	VESTIBULO	137	1	137	
	SALA	360	1	360	180 - 200 BUTACAS
	BAÑO MUJERES	14	1	14	3I - 3L
	BAÑO HOMBRES	14	1	14	3I -3L - 3U
	BAÑO DISCAPACITADOS	5.5	1	5.5	1I - 1L
	SALA DE AUDIO	23	1	23	1 ESCRITORIO – 1 ARMARIO - 5 SILLAS - 3COMPUTADORA
	CAMERINO DE MUJERES	24	1	24	1 ARMARIO - 2SILLONES - 1I - 1L- 2 SILLAS
	CAMERINO DE HOMBRES	24	1	24	1 ARMARIO - 2SILLONES - 1I - 1L- 2 SILLAS
	POST- ESCENARIO	33	1	33	1 JUEGO DE SALA CON MESA DE CENTRO – 1 TELEVISIÓN
2	PABELLÓN DE AULAS				
	AULA MULTIMEDIA	76	9	684	60 ALUMNOS - CARPETAS EQUIPO MULTIMEDIA - PIZARRA DIGITAL
3	AULA PARA DISEÑO	80	1	80	20 ALUMNOS - TABLEROS DE DIBUJO Y BANCOS
4	BAÑO ALUMNAS	20	3	60	5I - 5L
5	BAÑO ALUMNOS	20	3	60	5I - 5L - 5U
6	BAÑO DE LA DIRECCIÓN	3	1	3	1I -1 L
7	BAÑOS DOCENTES (H y M)	6	2	12	2I - 2L
8	BIBLIOTECA ESPECIALIZADA	120	1	120	6 MESAS - 24 SILLAS
9	CENTRO DE PRODUCCIÓN	50	1	50	1 EQUIPO MULTIMEDIA – 1 MESA -1 PLOTTER



10	CENTRO CONFEDERADO DE ALUMNOS	20	1	20	1 MESA - 10 SILLAS
11	CUBÍCULOS PARA DOCENTES	10	12	120	C/U: 1 ESCRITORIO – 1 ESTANTE - 3 SILLAS
12	DIRECCIÓN	16	1	16	1 ESCRITORIO – 1 ARMARIO - 3 SILLAS -1 COMPUTADORA
13	INVESTIGACIÓN Y PROYECCIÓN SOCIAL	16	1	16	1 ESCRITORIO – 1 ARMARIO - 3 SILLAS -1 COMPUTADORA
15	SALA DE REUNIONES	20	1	20	1 MESA - 16 SILLAS
16	SECRETARÍA	16	1	16	1 ESCRITORIO – 1 ARMARIO - 3 SILLAS -1 COMPUTADORA
17	CAFETERÍA	120	1	120	C/U : 1 MESAS - 4 SILLAS
		TOTAL DE ÁREAS NETAS		2143.3	
		CIRCULACIÓN (%)		380.66	
		MUROS (%)		380.66	
		ÁREA TOTAL (m2)		2904.62	

Fuente: Elaboración Propia



5.7. PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El proyecto arquitectónico es un camino (método) para llegar desde los fines solicitados hasta la forma final.

El Proyecto Arquitectónico considera los siguientes ambientes:

POOL DE AULAS (BLOQUE A)

1º NIVEL, 2º NIVEL, 3º NIVEL

1.- AULA MULTIMEDIA

ÁREA ADMINISTRATIVA (BLOQUE B)

1º NIVEL

1. Almacén.
2. SSHH. Hombres y Mujeres.
3. Cubículos de Docentes.
4. Secretaría.
5. Dirección.
6. Sala de reuniones.

2º NIVEL

7. Almacén.
8. SSHH. Hombres y Mujeres.
9. Biblioteca Especializada.
10. Museo.
11. Aula de diseño.



3º NIVEL

12. Almacén.
13. SSHH. Hombres y Mujeres.
14. Cafetería.
15. Centro Federado.

AUDITORIO (BLOQUE C)

1º NIVEL

- 1.- Escenario
- 2.-Vestíbulo
- 3.- Auditorio.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P. ING.CIVIL

TESIS: "DISEÑO DEL PABELLÓN DE
INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH".

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CONCLUSIONES

- ✓ Se diseñó el Pabellón de Ingeniería Civil II Etapa con los ambientes necesarios para cuando ser ejecutado y de esta manera se mejoré los servicios Académicos y Administrativos en un 100%.
- ✓ Se diseñó los bloques que comprende el Pabellón de Aulas de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil con el programa ETABS siguiendo los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones para poder conseguir una estructura sismo resistente y seguro.
- ✓ Se diseñó las estructuras de las aulas con un área de 1 m² por alumno.
- ✓ Se determinó la capacidad portante del suelo de 1.55 kg/cm².
- ✓ Se Definió el programa de áreas para poder Realizar el Organigrama Arquitectónico la cual se describe en el Capítulo V.
- ✓ El uso de programas para analizar edificios debe ir acompañado de un buen criterio para elaborar el modelo y una adecuada interpretación de los resultados. No es conveniente confiar totalmente en los resultados que arrojan dichos programas, sino que estos deben ser sometidos a un escrutinio por parte del diseñador, para comprobar que no se considere algún resultado incoherente o erróneo, y por consiguiente, realizar un diseño deficiente.
- ✓ En el Capítulo 04, referente al predimensionamiento de elementos estructurales, se estudiaron algunos métodos empíricos. Luego se verificaron mediante el análisis sísmico y en el diseño en sí. Por ejemplo, se verifico que la rigidez lateral brindada por las columnas y placas controle los desplazamientos adecuadamente, o que las dimensiones de las vigas



cumplan con el control del fisuramiento en condiciones de servicio, entre otras verificaciones.



RECOMENDACIONES

- ✓ Para realizar un buen Diseño arquitectónico Se recomienda lo siguiente :
 - Que las disposiciones de las diferentes estructuras tengan una relación y fluidez entre ellas.
 - Realizar el programa de áreas la cual nos establece las áreas mínimas de confort que podemos utilizar para cada área utilizable.
- ✓ Para el diseño de la estructura del "PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO CHIMBOTE – ANCASH" se recomienda lo siguiente :
 - Seguir los lineamientos establecidos en la NTE E.030 la cual garantiza el buen comportamiento de nuestras estructuras ante sollicitaciones sísmicas.
 - Tener en cuenta los parámetros establecidos para cimentar a una profundidad de 1.7 m establecido por el estudio de suelos.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P. ING.CIVIL

TESIS: "DISEÑO DEL PABELLÓN DE
INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH".

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ Crespo Villalaz Carlos, (2004). Mecánica de suelos y cimentación, 5ta edición, Editorial Limusa México.
- ✓ Encarnación Arellano Orlando Bach, Mendoza Chinchayan Ángel Alfonso Bach, (2001). Diseño Integral del Pabellón de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Santa, Tesis para optar el Título Profesional De Ingeniero Civil – Nuevo Chimbote – Perú – 2001.
- ✓ Ernst Neufert, (2014). Arte de proyectar en arquitectura, 16a edición, Editorial Gustavo Gili – México.
- ✓ Galarreta Gil Marco Tulio Bach., Galarreta Gil Julio Jesús Bach, (2005). Diseño Integral del Pabellón del Rectorado de la Universidad Nacional del Santa”, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil – Nuevo Chimbote - Perú – 2005.
- ✓ Juárez Badillo Rodríguez, 1994. Mecánica De Suelos, tomo I y II, 2da edición, editorial Limusa – México.
- ✓ Ministerio de Energía y Minas – Dirección General de Electricidad. Código Nacional de Electricidad – tomo V: Sistema de Utilización , PERU.1992
- ✓ Peter Zumthor, (2014). Pensar la Arquitectura, 3a edición, Editorial Gustavo Gili – México.
- ✓ Morales Morales Roberto, (2005).Diseño en Concreto Armado, 1era.Edicion, Editorial ICG – Perú.
- ✓ Theodore V. Galambos, F.J. Lin, Bruce G. Johnston, (1999). Estructuras de Acero con LRFD, editorial Prentice Hall.



- ✓ OTTAZZI, Gianfranco, (2009). Apuntes del curso Concreto Armado 1. 11ra edición. Lima – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- ✓ BLANCO, Antonio, (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. 2da edición. Lima – Perú. Colegio de Ingenieros del Perú.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.A.P. ING.CIVIL

TESIS: "DISEÑO DEL PABELLÓN DE
INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH".

ANEXOS



Anexo 1. Estudio de Suelos

Anexo 2. Memoria de Cálculos estructurales en Software

Anexo 3. Planos Arquitectura

Anexo 4. Planos de Estructura



ANEXO 1. ESTUDIO DE SUELOS

***ESTUDIO DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACION***

TESIS:

***“DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA
CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE -
ANCASH”***

TESISTAS:

***LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y
PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMON***

UBICACIÓN:

***DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE
PROVINCIA : SANTA
REGIÓN : ANCASH***

NUEVO CHIMBOTE, DICIEMBRE DEL 2016

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68732
REG. CONSUCODE C2554

INDICE

1.0 GENERALIDADES

- 1.1 Objeto del estudio
- 1.2 Ubicación del área de estudio

2.0 GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO

- 2.1 Geomorfología
- 2.2 Geología del área
- 2.3 Intemperismo
- 2.4 Sísmicidad

3.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- 3.1 Prospecciones de campo
- 3.2 Ensayos de laboratorio
- 3.3 Clasificación de suelos

4.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

5.0 ANALISIS DE CIMENTACION

- 5.1 Tipo y profundidad de los cimientos
- 5.2 Cálculo de la capacidad portante
- 5.3 Análisis de asentamiento
- 5.4 Aspectos sísmicos

6.0 ANALISIS QUIMICO

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

- Anexo I (Registro de excavaciones)
- Anexo II (Registro de auscultaciones DPL)
- Anexo III (Resultados de ensayos de laboratorio)
- Anexo IV (Plano de ubicación de calicatas y auscultaciones DPL)
- Anexo V (Fotos)

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

1.0 GENERALIDADES

1.1 Objeto del Estudio

El presente estudio de suelos con fines de cimentación tiene por objeto determinar las propiedades físico - mecánicas y químicas del subsuelo del área en estudio para "DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH". El estudio fue realizado por medio de trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio, necesarios para definir el perfil estratigráfico, propiedades de esfuerzo y deformación.

Para alcanzar el objetivo principal, previamente se requiere lograr los siguientes objetivos secundarios:

- Elaboración de un estudio geológico superficial de la zona, que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- Realización de los ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos y ensayos especiales.
- Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- Elaboración de los perfiles geotécnicos del área del estudio.
- Elaboración de las recomendaciones técnicas para el diseño de cimentaciones.

1.2 Ubicación del área en Estudio

El área en estudio se ubica en el campus de la Universidad Nacional del Santa, Av. Universitaria, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Región de Ancash.

2.0 GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO

El área de estudio ubica en el Cuadrángulo de Chimbote, conformando una parte de la Pampa Blanca (Paraje Los Álamos) – Distrito Nuevo Chimbote.

El estudio contempla aspectos geológicos principales, con la finalidad de determinar las condiciones geológicas del área para fines de cimentación.

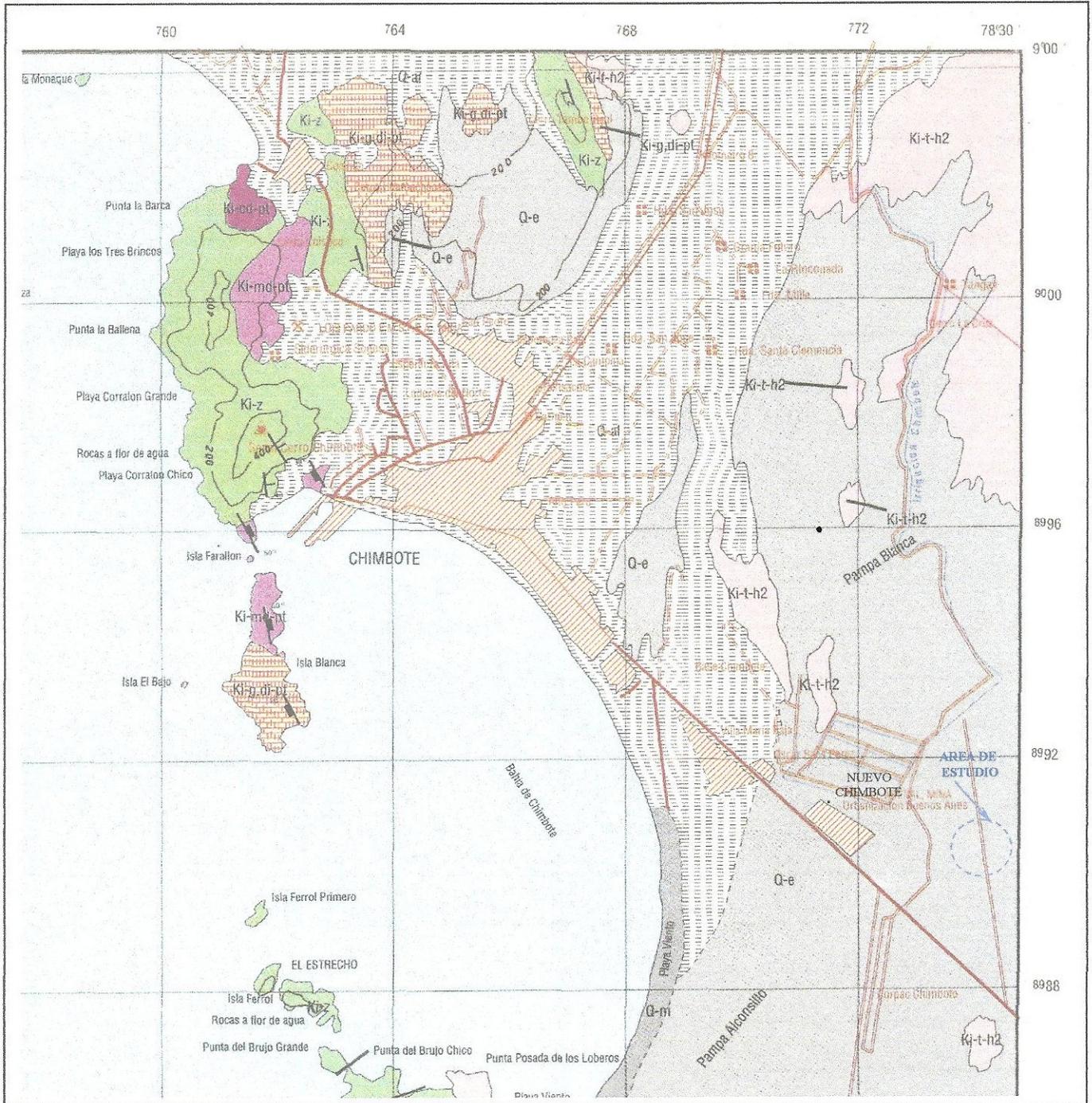
2.1 Geomorfología

El área de estudio y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

- Unidad de colinas
- Unidad de arenas eólicas

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554



LEYENDA

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	PISO	UNIDADES INTRUSIVAS
CENOZOICA	CUATERNARIO			Dolomitas Azules
				Gravitas Azules
				Gravitas Blancas
MESOZOICA	CRETACEO	PERUANO	Banco de Fm. La Zona	Ki-h2
				Ki-z
				Ki-mi
				Ki-t-h2
				Granito de Uchire Grande
				Granito de Uchire Chico
				Granito de Uchire
				Granito de Uchire

GEOLOGIA REGIONAL CHIMBOTE

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

2.4 Sismicidad

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del Perú, Nuevo Chimbote se encuentra en una Zona 04 de sismicidad alta, sismoactiva en el presente siglo, con predominio de sismos intermedios.

Los sismos de mayores intensidades registrados en el área de influencia son:

- Sismo del 24 de mayo de 1940, que afectó las localidades de la costa central, norte y sur del Perú, alcanzando intensidades máximas de VII y VIII en la escala de Mercalli Modificada (MM).
- Sismo del 10 de noviembre de 1946, que afectó al Departamento de Ancash, alcanzando una intensidad máxima de VII MM.
- Sismo del 18 de febrero de 1956, con intensidad promedio de VIII MM, afectando el Callejón de Huaylas.
- Sismo del 17 de octubre de 1966, con intensidades máximas entre VII y VIII MM, afectando las localidades de Lima, Casma y Chimbote.
- Sismo del 31 de mayo de 1970, que ha sido un terremoto catastrófico en las localidades de Chimbote y Huaraz, alcanzando intensidades máximas de VIII MM.
- Sismo del 21 de agosto de 1985, que afectó las ciudades de Chimbote y Chiclayo, alcanzando una intensidad promedio de V MM.
- Sismo del 10 de octubre de 1987, con intensidades máximas de IV y V MM, sentido en las ciudades de Chimbote y Santiago de Chuco.
- Sismo del 23 de Junio del 2001, con intensidades máximas de VIII MM, sentido en las ciudades de Nazca, Ica, Arequipa y Tacna.
- Sismo del 15 de Agosto del 2007, con intensidades máximas de VII MM, sentido en las ciudades de Pisco, Nazca, Ica y Lima.

El análisis de los sismos registrados nos permite aseverar que los sismos más destructivos alcanzaron intensidades de VIII MM, los mismos que se caracterizaron por ser de tipo intermedios y profundos. La información histórica e instrumental no ha registrado sismos de tipo superficial en las inmediaciones del área de estudio.

GEOMG S.A.C.


Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554



GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

3.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1 Prospecciones de campo

3.1.1 Calicatas

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico, se realizó dos calicatas de 4.10m a 4.20m de profundidad. Anexo IV (Plano de ubicación calicatas y auscultaciones DPL)

Calicata	Profundidad (m)
C-01	4.10
C-02	4.20

3.1.2 Auscultación con DPL

Penetrometro dinámico ligero de punta cónica (DPL), consiste en introducir una sonda en el suelo empleado un martinete de 10 kg, con una altura de 50 cm, registrando la resistencia a la penetración cada 10 cm (Normas PNTP 339.159, DIN 4020). Se realizó dos auscultaciones con DPL hasta los 3.90m de profundidad.

DPL	Profundidad (m)
DPL-01	3.90
DPL-02	3.40

3.1.3 Muestreo Disturbado

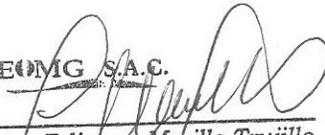
Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidades suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

3.1.4 Registros de Excavaciones

Paralelamente al avance de las excavaciones de las calicatas, se realizó el registro de excavación vía clasificación manual visual según ASTM D2488, descubriéndose las principales características de los suelos encontrados tales como: espesor, tipo de suelo, color, plasticidad, humedad, compacidad, etc. Ver Anexo I (Registro de excavaciones).

3.2 Ensayos de Laboratorio

Los ensayos se realizaron según normas:

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

- Ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos:
 - 03, Análisis Granulométrico SUCS (ASTM-D-422),
 - 03, Límite líquido (ASTM D-4318)
 - 03, Límite plástico (ASTM D-4318)
 - 03, Contenido de humedad (ASTM-D-216)
- Ensayos químicos del suelo
 - 01, Contenido de Sulfatos (AASHTO - T- 290)
 - 01, Contenido de Cloruros (AASHTO - T- 291)
 - 01, Contenido de Sales Solubles Totales (USBR E-8)
 - 01, pH (ASTM D4972)

Ver Anexo III (Resultados de los ensayos de laboratorio)

3.3 Clasificación de Suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS – ASTM D-2487), para ello se hizo uso del programa Clas y Clasif.

Calicata	C-01	C-02	
Profundidad (m)	0.40-4.10	0.20-1.00	1.00-4.20
Muestra	M-1	M-01	M-02
% Grava (No.4 < Diam < 3")	0.00	1.31	0.11
% Arena (No.200 < Diam < No.4)	98.52	96.88	98.11
% Finos (Diam < No.200)	1.48	1.81	1.78
Límite Líquido (%)	-	-	-
Límite Plástico (%)	N.P	N.P	N.P
Índice Plasticidad (%)	N.P	N.P	N.P
Contenido de Humedad, (%)	1.56	1.77	1.85
Clasificación SUCS	SP	SP	SP

4.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

El suelo de fundación ha sido investigado a través de las calicatas y auscultaciones siguientes: C-01, C-02, DPL-01 y DPL-02:

El suelo está conformado por depósitos eólicos, constituido por arena mal graduada (SP), medianamente compacta a compacta, seco a ligeramente húmeda, color beige claro y finos no plásticos. Asimismo, en la superficie de 0.20m a 0.40m presencia de arena mal graduada con raíces. No se registró la presencia del nivel freático.

5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION

5.1 Tipo y Profundidad de los Cimientos

De acuerdo a los trabajos de campo, laboratorio y análisis correspondiente se recomienda:

GEOMG, S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

- **En pórticos principales:** Se recomienda una profundidad de desplante a partir de 1.70m, medido desde el nivel del terreno natural existente y cimentado a través de zapatas con vigas de cimentación armada.
- **En muros de albañilería:** Se recomienda una profundidad de desplante a partir de 1.00m, medido desde el nivel del terreno natural existente y cimentado a través de cimientos continuos.

5.2 Cálculo de la Capacidad Portante

Para el cálculo de la capacidad admisible, se ha utilizado la fórmula de Terzaghi y Peck (1967) con factores de carga dados por Vesic (1973).

$$q_{ult} = S_c * c' * N'c + S_q * \gamma * D_f * N'q + 0.5 * S_\gamma * \gamma * B * N'\gamma$$

$$q_{ad} = q_{ult} / F.S.$$

Donde:

q_{ult} :Capacidad última de carga (Kg/cm²)

q_{ad} :Capacidad admisible de carga (Kg/cm²)

F.S. :Factor de seguridad

γ :Peso específico total (gr/cm³)

B :Ancho de la zapata (m)

D_f :Profundidad de cimentación (m)

S_c, S_γ, S_q :Factores de forma

$N'c, N'q, N'\gamma$:Factores de carga, en función de ϕ

ϕ :Angulo de fricción interna del suelo

c' :Cohesión (kg/cm²)

5.3 Análisis de Asentamiento

Para el análisis de asentamiento en suelos sin cohesión, se ha utilizado la relación dada por la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman), para un asentamiento máximo de 2.54cm:

$$S = \Delta q * B (1 - \nu^2) / E_s * I_w$$

Donde:

S = Asentamiento total (cm)

Δq = Presión de contacto (Ton/m²)

B = Ancho de la cimentación (m)

E_s = Módulo de elasticidad secante (ton/m²)

ν = Relación de Poisson (-)

I_w = Factor de influencia que depende de la forma y rigidez de la cimentación (cm/m)

(Bowles, 1977)

5.4 Aspectos Sísmicos

Según Norma E- 030 el área de estudio se ubica en la zona 04, correspondiéndole un factor de zona $Z = 0.45$. Para el diseño sismorresistente se tiene los siguientes parámetros:

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68732
REG. CONSUCODE C2554

Factor de ampliación del suelo $S_2 = 1.05$

Periodo predominante $T_p (s) = 0.6$

Periodo predominante $T_L (s) = 2.0$

5.5 Coeficientes de presión del terreno

Para el diseño de tanque cisterna y excavaciones de zanjas se determinaron los siguientes coeficientes de empuje del terreno en los primeros 2.00m:

Si $\phi = 33^\circ$

- Coeficiente de empuje activo, $K_a = 0.295$
- Coeficiente de empuje pasivo, $K_p = 3.392$

6.0 ANÁLISIS QUÍMICO

Del análisis químico a las muestras de suelos de las calicatas siguientes se tiene:

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ION CLORUROS (ppm)	ION SULFATOS (ppm)	SALES SOLUBLES TOTALES (ppm)	pH
C-01	M-01	0.40-310	163	427	1204	7.4

De estos resultados el suelo no será agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda, el uso de cemento Portland Tipo I.

GEOMG S.A.C.


Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. COMSUCODE C2554

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, así como al análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

● El suelo está conformado por depósitos eólicos, constituido por arena mal graduada (SP), medianamente compacta a compacta, seco a ligeramente húmeda, color beige claro y finos no plásticos. Asimismo, en la superficie de 0.20m a 0.40m presencia de arena mal graduada con raíces. No se registró la presencia del nivel freático.

● Del análisis de cimentación se tiene:

- **En muros de albañilería:** Se recomienda una profundidad de desplante a partir de 1.00m, medido desde el nivel del terreno natural existente y cimentado a través de cimientos continuos.

Cimientos continuos: Si Df= 1.00m y B= 0.60m

$$q_{adm} = 0.58 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Cimientos continuos: Si Df= 1.00m y B= 0.80m

$$q_{adm} = 0.62 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

- **En pórticos principales:** Se recomienda una profundidad de desplante a partir de 1.70m, medido desde el nivel del terreno natural existente y cimentado a través de zapatas con vigas de cimentación armada.

Zapata cuadrada: Si Df= 1.70m y B= 1.50m

$$q_{adm} = 1.55 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Zapata cuadrada: Si Df= 1.70m y B= 2.00m

$$q_{adm} = 1.61 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Zapata rectangular (B/L=0.50): Si Df= 1.70m y B= 1.10m,

$$q_{adm} = 1.27 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Zapata rectangular (B/L=0.50): Si Df= 1.70m y B= 1.50m,

$$q_{adm} = 1.33 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

- Para el diseño de las veredas, se debe considerar la escarificación, perfilado y compactado del terreno natural ($\geq 15\text{cm}$), hasta alcanzar el 95% de su máxima densidad seca, el suelo deberá estar libre de materia orgánica y material de relleno no calificado. Asimismo, deberá conformarse un material de relleno calificado (afirmado) A1-a (0) o A1-b (0), con un CBR $\geq 30\%$ y una sección mínima de 10cm de espesor, perfilado y compactado hasta alcanzar el 95% de su máxima densidad seca. Luego colocar un concreto con una resistencia a la compresión de $f'c=175\text{kg/cm}^2$ y un espesor mínimo de 10cm.

- Se recomienda tomar un sismo base de diseño de intensidad VIII MM y, adoptar un aceleración de 0.45. Para el diseño sismorresistente se tiene los siguientes parámetros:

Factor de ampliación del suelo $S_2 = 1.05$

Periodo predominante $T_p (s) = 0.6$

Periodo predominante $T_L (s) = 2.0$

- Para el diseño de tanque cisterna y excavaciones de zanjas se determinaron los siguientes coeficientes de empuje del terreno en los primeros 2.00m:

Si $\phi = 33^\circ$

- Coeficiente de empuje activo, $K_a = 0.295$

- Coeficiente de empuje pasivo, $K_p = 3.392$

- Del análisis químico el suelo no será agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda el uso de Cemento Portland Tipo I en la cimentación de las estructuras y veredas.

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 88738
REG. CONSUCODE C2554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

En muros de albañilería:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m ²
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.58 ton/m ³
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.64 ton/m ³
Relación Largo Ancho (L/B)	>5
Factor de Seguridad	3
Carga Total	2 ton/m

(CIMENTO CONTINUO)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA				FACTORES DE FORMA			
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq	Sq	Sq
Continuo	17.74	6.38	9.09	1	1	1	1	1

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Qadm (kg/cm ²)	
			Quit	Qadm
Continuo	1.00	0.60	1.75	0.58
	1.00	0.70	1.80	0.60
	1.00	0.80	1.85	0.62
	1.00	0.90	1.91	0.64

Qact (kg/cm ²)	Condición Qadm > Qact
0.33	Cumple
0.29	Cumple
0.25	Cumple
0.22	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACION SUPERFICIAL

En muros de albañilería:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m ²
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.58 ton/m ³
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.64 ton/m ³
Relación Largo Ancho (L/B)	>5
Factor de Seguridad	3
Carga Total	4 ton/m

(CIMIENTO CONTINUO)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Continuo	17.74	6.38	9.09	1	1	1

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Quit (Kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)	Condición Qadm > Qact
	1.00	0.80	1.85	0.62	Cumple
	1.00	0.90	1.91	0.64	Cumple
	1.00	1.00	1.96	0.65	Cumple

Qact (kg/cm ²)	Condición Qadm > Qact
0.57	Cumple
0.50	Cumple
0.44	Cumple
0.40	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68732
REG. CONSUCODE C2554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACIÓN SUPERFICIAL
 En pórticos principales:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m ²
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.64 ton/m ³
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.66 ton/m ³
Relación	1
Ancho Largo (B/L)	3
Factor de Seguridad	20
Carga Total	ton

(ZAPATA CUADRADA)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Cuadrada	17.74	6.38	9.09	1.51	0.6	1.65

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Quit (Kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)
Cuadrada	1.70	1.20	4.56	1.52
	1.70	1.30	4.59	1.53
	1.70	1.40	4.62	1.54
	1.70	1.50	4.66	1.55

Qact (kg/cm ²)	Condición Qadm>Qact
1.39	Cumple
1.18	Cumple
1.02	Cumple
0.89	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Eginson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE 02554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

En pórticos principales:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m ²
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.64 ton/m ³
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.66 ton/m ³
Relación	1
Ancho Largo (B/L)	3
Factor de Seguridad	30
Carga Total	ton

(ZAPATA CUADRADA)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Cuadrada	17.74	6.38	9.09	1.51	0.6	1.65

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Quit (Kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)
Cuadrada	1.70	1.40	4.62	1.54
	1.70	1.50	4.66	1.55
	1.70	1.60	4.69	1.56
	1.70	1.70	4.72	1.57

Qact (kg/cm ²)	Condición Qadm > Qact
1.53	Cumple
1.33	Cumple
1.17	Cumple
1.04	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACION SUPERFICIAL

En pórticos principales:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m2
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.64 ton/m3
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.66 ton/m3
Relación Ancho Largo (B/L)	1
Factor de Seguridad	3
Carga Total	40 ton

(ZAPATA CUADRADA)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Cuadrada	17.74	6.38	9.09	1.51	0.6	1.65

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Quit (Kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)
Cuadrada	1.70	1.60	4.69	1.56
	1.70	1.70	4.72	1.57
	1.70	1.80	4.75	1.58
	1.70	1.90	4.78	1.59

Qact (kg/cm2)	Condición Qadm > Qact
1.56	Cumple
1.38	Cumple
1.23	Cumple
1.11	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2564

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

En pórticos principales:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m2
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.64 ton/m3
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.66 ton/m3
Relación	1
Ancho Largo (B/L)	3
Factor de Seguridad	60
Carga Total	ton

(ZAPATA CUADRADA)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Cuadrada	17.74	6.38	9.09	1.51	0.6	1.65

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Quit (Kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)
Cuadrada	1.70	2.00	4.82	1.61
	1.70	2.10	4.85	1.62
	1.70	2.20	4.88	1.63
	1.70	2.30	4.91	1.64

Qact (kg/cm2)	Condición Qadm>Qact
1.50	Cumple
1.36	Cumple
1.24	Cumple
1.13	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

En pórticos principales:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m ²
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.64 ton/m ³
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.66 ton/m ³
Relación Ancho Largo (B/L)	0.5
Factor de Seguridad	3
Carga Total	20 ton

(ZAPATA RECTANGULAR)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Rectangular	17.74	6.38	9.09	1.26	0.80	1.32

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Quit (Kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)	Condición Qadm>Qact
	1.70	1.00	3.78	1.26	Cumple
	1.70	1.10	3.82	1.27	Cumple
	1.70	1.20	3.87	1.29	Cumple

Qact (kg/cm ²)	Condición Qadm>Qact
1.23	Cumple
1.00	Cumple
0.83	Cumple
0.69	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

En pórticos principales:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m2
Peso Específico de Suelo por encima del N.C.	1.64 ton/m3
Peso Específico de Suelo por debajo del N.C.	1.66 ton/m3
Relación	0.5
Ancho Largo (B/L)	3
Factor de Seguridad	30
Carga Total	ton

(ZAPATA RECTANGULAR)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Rectangular	17.74	6.38	9.09	1.26	0.80	1.32

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Qult (Kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)
Rectangular	1.70	1.10	3.82	1.27
	1.70	1.20	3.87	1.29
	1.70	1.30	3.91	1.30
	1.70	1.40	3.95	1.32

Qact (kg/cm2)	Condición Qadm > Qact
1.24	Cumple
1.04	Cumple
0.89	Cumple
0.77	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACION SUPERFICIAL

En pórticos principales:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m ²
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.64 ton/m ³
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.66 ton/m ³
Relación	0.5
Ancho Largo (B/L)	3
Factor de Seguridad	40
Carga Total	ton

(ZAPATA RECTANGULAR)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Rectangular	17.74	6.38	9.09	1.26	0.80	1.32

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Quit (Kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)
Rectangular	1.70	1.30	3.91	1.30
	1.70	1.40	3.95	1.32
	1.70	1.50	3.99	1.33
	1.70	1.60	4.03	1.34

Qact (kg/cm ²)	Condición Qadm > Qact
1.18	Cumple
1.02	Cumple
0.89	Cumple
0.78	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CCNSUCODE C2554

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

En pórticos principales:

DATOS GENERALES	
Angulo de Fricción	33.0 °
Cohesión	0.00 ton/m2
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.64 ton/m3
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.66 ton/m3
Relación Ancho Largo (B/L)	0.5
Factor de Seguridad	3
Carga Total	60 ton

(ZAPATA RECTANGULAR)

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'y	N'q	Sc	Sy	Sq
Rectangular	17.74	6.38	9.09	1.26	0.80	1.32

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Quit (Kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	Condición Qadm>Qact
	1.70	1.70	4.08	1.36	Cumple
	1.70	1.80	4.12	1.37	Cumple
	1.70	1.90	4.16	1.39	Cumple

Qact (kg/cm2)	Condición Qadm>Qact
1.17	Cumple
1.04	Cumple
0.93	Cumple
0.83	Cumple

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

CALCULO DE ASENTAMIENTOS - METODO ELASTICO

En pórticos principales:

Cimentación	Valores de If (cm/m)		
	Cuadrada	Rígida	82
Flexible		Centro	112
		Esquina	56
Circular	Rígida	Medio	95
		Medio	88
	Flexible	Centro	100
Rectangular (L/B >= 10)	Flexible	Esquina	64
		Medio	85
	Rígida	Centro	210
		Esquina	254
		Medio	127
			225

Poisson (u)	0.25
Módulo de Elasticidad (ton/m ²)	5500

$$S = \Delta q * B (1 - \nu^2) / E_s * I_w$$

Donde:

S = Asentamiento total (cm)

Δq = Presión de contacto (Ton/m²)

B = Ancho de la cimentación (m)

E_s = Módulo de elasticidad secante (ton/m²)

ν = Relación de Poisson (-)

I_w = Factor de influencia que depende de la forma y rigidez de la cimentación (cm/m)
 (Bowles, 1977)

Material	Tipo de Cimentación	Df (m)	B	qadm (ton/m ²)	S (cm) Rígida	S (cm) Flexible Centro	S (cm) Flexible Esquina	S (cm) Flexible Medio
Arena mal graduada	Cuadrada	1.70	2.00	16.10	0.45	0.61	0.31	0.52
		1.70	2.10	16.20	0.48	0.65	0.32	0.55
		1.70	2.20	16.30	0.50	0.68	0.34	0.58
		1.70	2.30	16.40	0.53	0.72	0.36	0.61

Si: 0.72 cm

De acuerdo a la normatividad de asentamientos tolerables se tiene:

$\delta =$ Distorsión angular x L

$\delta:$ Asentamiento diferencial

L: Longitud de ejes de zapatas:

4	m
6	m

Distorsión angular =

$\frac{1}{500}$

(límite seguro para edificaciones que no permiten grietas)

$\delta =$

0.80	cm
1.20	cm

Por consiguiente el asentamiento total es menor al asentamiento diferencial y menor a 1".

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68732
 REG. CONSUCODE C2554

CALCULO DE ASENTAMIENTOS - METODO ELASTICO
 En pórticos principales:

Cimentación	Valores de If (cm/m)		
		Rígida	82
Cuadrada	Flexible	Centro	112
		Esquina	56
		Medio	95
Circular	Flexible	Rígida	88
		Centro	100
		Esquina	64
Rectangular	Flexible	Medio	85
		Rígida	120
		Centro	153
(L/B = 2)	Flexible	Esquina	77
		Medio	130

Poisson (u)	0.25
Módulo de Elasticidad (ton/m ²)	5500

$$S = \Delta q * B(1 - \nu^2) / E_s * I_w$$

Donde:

S = Asentamiento total (cm)

Δq = Presión de contacto (Ton/m²)

B = Ancho de la cimentación (m)

E_s = Módulo de elasticidad secante (ton/m²)

ν = Relación de Poisson (-)

I_w = Factor de influencia que depende de la forma y rigidez de la cimentación (cm/m)
 (Bowles, 1977)

Material	Tipo de Cimentación	Df (m)	B	qadm (ton/m ²)	S (cm) Rígida	S (cm) Flexible Centro	S (cm) Flexible Esquina	S (cm) Flexible Medio
Arena mal graduada	Rectangular	1.70	1.50	14.60	0.45	0.57	0.29	0.49
		1.70	1.60	14.80	0.48	0.62	0.31	0.52
		1.70	1.70	14.90	0.52	0.66	0.33	0.56
		1.70	1.80	15.00	0.55	0.70	0.35	0.60

Si: 0.70 cm

De acuerdo a la normatividad de asentamientos tolerables se tiene:

$\delta =$ Distorsión angular x L

$\delta:$ Asentamiento diferencial

L: Longitud de ejes de zapatas:

4	m
6	m

Distorsión angular =

$$\frac{1}{500}$$

(límite seguro para edificaciones que no permiten grietas)

$$\delta =$$

0.80	cm
1.20	cm

Por consiguiente el asentamiento total es menor al asentamiento diferencial y menor a 1".


GEOMG S.A.C.
 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68736
 REG. CONSUCODE C2554

ANEXO I
REGISTRO DE EXCAVACIONES

Tesis	: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH				
Tesista	: LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMÓN				
Región	: ANCASH	Provincia	: DEL SANTA	Distrito	: NUEVO CHIMBOTE
Calicata	: C-01	Profundidad Alcanzada (m)	: 4.10		
Fecha	: 20/12/2016	Nivel Freático (m)	: N.P.		

PROFUNDIDAD (METROS)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			DN, g/cm3	HN, %			
0.00	C					Presencia de arena mal graduada con raíces en la superficie.	
0.40							
4.10	A L I C A T A	M-1		1.56		<p>Arena Mal Graduada (SP): 98.52% de arena media a fina y 1.48% de finos no plásticos. Condición in situ: Medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.</p>	SP
	B A R R E N O						

Ejecutado : SQM

Revisado : JMT


GEOMG S.A.C.
 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
 Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
 www.geomsac.com

Tesis	: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH		
Tesisista	: LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMÓN		
Región	: ANCASH	Provincia	: DEL SANTA
Calicata	: C-02	Distrito	: NUEVO CHIMBOTE
Fecha	: 20/12/2016	Profundidad Alcanzada (m)	: 4.20
		Nivel Freático (m)	: N.P.

PROFUNDIDAD (METROS)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			DN, g/cm ³	HN, %			
0.00 0.20						Presencia de arena mal graduada con raíces en la superficie.	
1.00	C A L	M-1		1.77		Arena Mal Graduada (SP): 1.31% de gravas finas, subangulosas, 96.88% de arena gruesa a fina y 1.81% de finos no plásticos. Condición in situ : Medianamente compacto a compacto, seco de color beige claro.	SP
	I C A T A						
4.20	B A R R E N O	M-2		1.85		Arena Mal Graduada (SP): 0.11% de gravas finas, subangulosas, 98.11% de arena media a fina y 1.78% de finos no plásticos. Condición in situ: Compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.	SP

Ejecutado : SQM

Revisado : JMT

GEOMG S.A.C.

 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

ANEXO II
REGISTRO DE AUSCULTACIONES DPL

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
 Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
 www.geomsac.com

TESIS : DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH	REALIZADO : J.M.T.
TESISTAS : LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMON	PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 3.90
UBICACIÓN : NUEVO CHIMBOTE - SANTA - ANCASH	PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : N.R.
FECHA DE PERFORACION : 15/12/2016	

Nivel: Terreno Natural Existente

AUSCULTACION : DPL-01

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	DN, gr/cm3	N D P L	CORRELACIONES				ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
					N SPT	Dr (%)	ϕ (°) suelo friccionante	c (Kg/cm2) suelo cohesivo	N _{DPL}	Nº de golpes 10 cm
0.10	Presencia de arena mal graduada con raíces en la superficie.		1.58	0	7	29.6	29.4	-	0	0
0.40				3						
0.50				5						
	Arenas Mal Graduadas (SP): 98.52% de arena media a fina y 1.48% de finos no plásticos. Condición in situ: Medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.	SP	1.64	6	22	52.4	32.9	-	10	10
1.00				5						
				13						
				16						
				25						
				26						
1.50	37									
	Arenas Mal Graduadas (SP): 98.52% de arena media a fina y 1.48% de finos no plásticos. Condición in situ: Medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.	SP	1.66	31	27	58.1	33.7	-	20	20
2.00				32						
				27						
				28						
				26						
				29						
2.50	29									
	Arenas Mal Graduadas (SP): 98.52% de arena media a fina y 1.48% de finos no plásticos. Condición in situ: Medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.	SP	1.68	34	30	61.2	34.2	-	30	30
3.00				29						
				26						
				31						
				28						
				24						
3.50	28									
	Arenas Mal Graduadas (SP): 98.52% de arena media a fina y 1.48% de finos no plásticos. Condición in situ: Medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.	SP	1.81	64	61	87.3	38.1	-	40	40
4.00				68						
4.10				73						
				81						
				88						
				88						
4.50										
5.00										

VºBº :

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

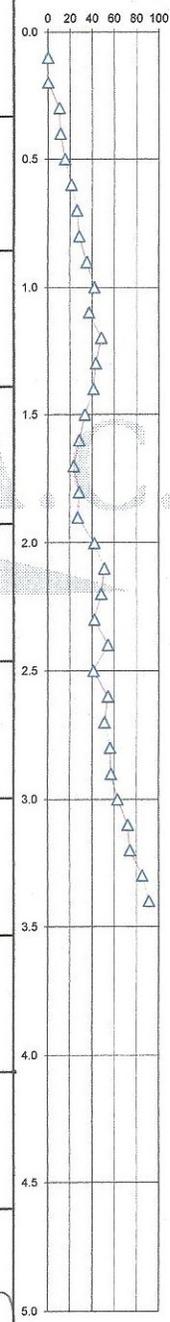
Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
 Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
 www.geomgsac.com

TESIS	: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH		
TESISTAS	: LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMON		
UBICACIÓN	: NUEVO CHIMBOTE - SANTA - ANCASH		
FECHA DE PERFORACION	: 15/12/2016		
REALIZADO	: J.M.T.		
PROFUNDIDAD TOTAL (m) :			3.40
PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :			N.R.

Nivel: Terreno Natural Existente

AUSCULTACION : **DPL-02**

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	SUCS	DN, gr/cm3	NDPL	CORRELACIONES				ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
					N SPT	Dr (%)	ϕ (°) suelo friccionante	c (Kg/cm2) suelo cohesivo	N _{DPL}	Nº de golpes / 10 cm
0.10	Presencia de arena mal graduada con raices en la superficie.			0						
0.20				10						
0.50	Arena Mal Graduada (SP): 1.31% de gravas finas, subangulosas, 96.88% de arena gruesa a fina y 1.81% de finos no plásticos. Condición in situ: Medianamente compacto a compacto, seco de color beige claro.	SP	1.61	15	43.3	31.5	-			
1.00			1.71	42	38	68.9	35.3	-		
1.50			1.69	33	34	65.2	34.8	-		
2.00			1.72	42	40	70.7	35.6	-		
2.50	Arena Mal Graduada (SP): 0.11% de gravas finas, subangulosas, 98.11% de arena media a fina y 1.78% de finos no plásticos. Condición in situ: Compacto, seco a ligeramente humedo de color beige claro.	SP	1.76	41	49	78.3	36.7	-		
3.00			1.82	63	64	89.4	38.4	-		
3.50										
4.00										
4.20										
4.50										
5.00										



VºBº :

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL, REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

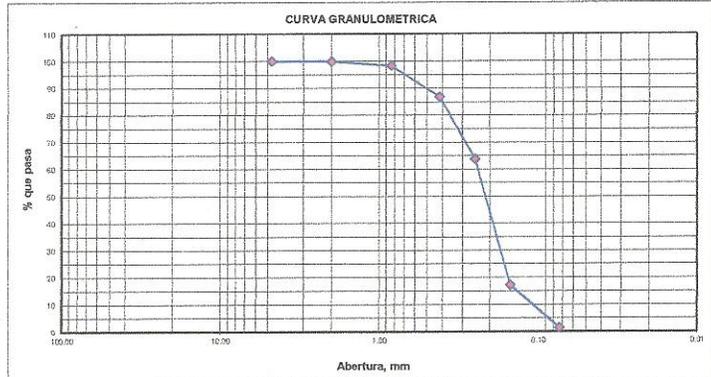
ANEXO III
RESULTADOS DE ENSAYOS
DE LABORATORIO

Tesis	: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH		
Tesistas	: LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMÓN		
Región	: ANCASH	Provincia	: DEL SANTA
Calicata	: C-01	Muestra	: M-01 De: 0.40 - 4.10 m.
		Fecha	: 15/12/16
		Distrito	: NUEVO CHIMBOTE

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	939.50
Peso Lavado y Seco, [gr]	925.60

Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525		
N° 4	4.760	0.00	100.00
N° 10	2.000	1.30	99.86
N° 20	0.840	14.50	98.32
N° 40	0.420	107.90	86.83
N° 60	0.250	216.50	63.79
N° 100	0.150	437.50	17.22
N° 200	0.074	147.90	1.48
< N° 200		13.90	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	NO PRESENTA
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)X100	

B. LIMITE PLASTICO

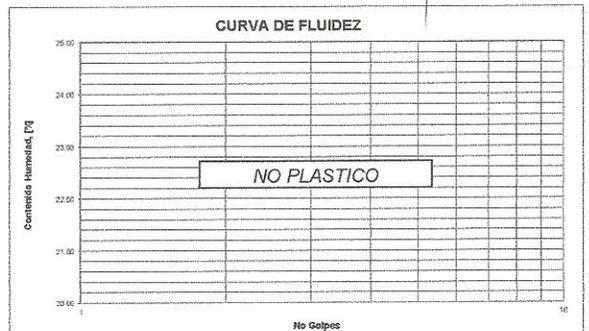
Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	NO PLASTICO
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)X100	

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		18
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		23.00
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		81.60
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	0.90
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	57.70
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)X100	1.56

RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.00%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	0.00%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	98.52%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	0.14%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	13.03%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	85.35%
Finos (Diam < No.200)	1.48%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad	1.56%
Clasificación SUCS	SP



GEOMG S.A.C.

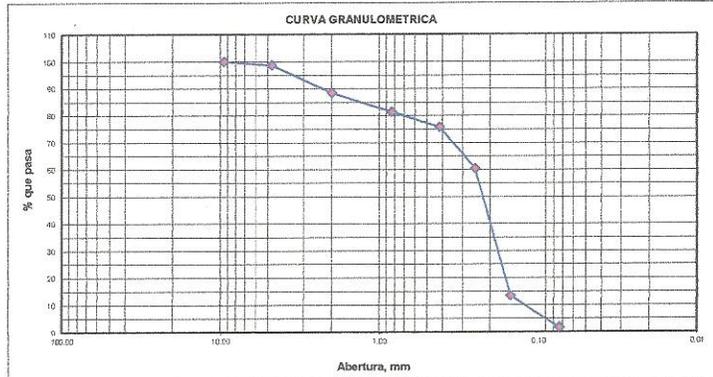
Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCCOE C2554

Realizado por: SQM
Revisado por: JMT

Tesis : DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH
 Tesistas : LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMON
 Fecha : 15/12/16
 Región : ANCASH Provincia : DEL SANTA Distrito : NUEVO CHIMBOTE
 Calicata : C-02 Muestra : M-01 De: 0.20 - 1.00 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	972.30		
Peso Lavado y Seco, [gr]	954.70		
Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525	0.00	100.00
N° 4	4.760	12.70	98.69
N° 10	2.000	99.70	88.44
N° 20	0.840	67.80	81.47
N° 40	0.420	55.90	75.72
N° 60	0.250	149.00	60.39
N° 100	0.150	455.30	13.57
N° 200	0.074	114.30	1.81
< N° 200		17.60	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

NO PLASTICO



3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		13
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		22.70
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		80.20
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	79.20
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	1.00
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	56.50
		1.77



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	1.31%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	1.31%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	96.88%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	10.25%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	12.72%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	73.91%
Finos (Diam < No.200)	1.81%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	1.77%
Clasificación SUCS	SP

Realizado por: SQM
 Revisado por: JMT

GEOMG S.A.C.

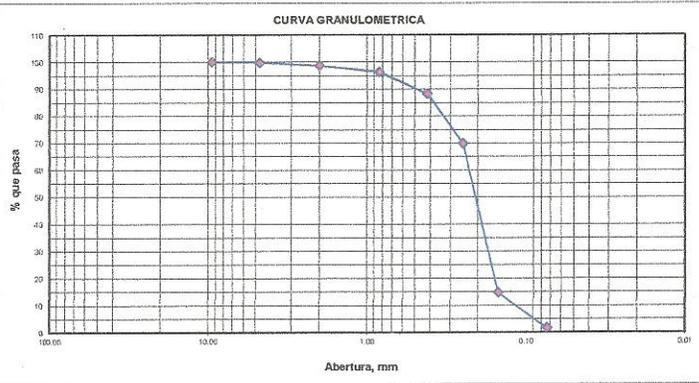
 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 6873E
 REG. CONSUCODE C2554

Tesis : DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH
 Tesistas : LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMON
 Fecha : 15/12/16
 Región : ANCASH Provincia : DEL SANTA Distrito : NUEVO CHIMBOTE
 Calicata : C-02 Muestra : M-01 De: 1.00 - 4.20 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	810.80
Peso Lavado y Seco, [gr]	796.40

Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525	0.00	100.00
N° 4	4.760	0.90	99.89
N° 10	2.000	10.50	96.59
N° 20	0.840	18.10	96.36
N° 40	0.420	65.50	88.28
N° 60	0.250	149.10	69.89
N° 100	0.150	447.30	14.73
N° 200	0.074	105.00	1.78
< N° 200		14.40	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)X100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)X100	

NO PLASTICO



3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		9
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		22.90
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		72.40
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	71.50
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	0.90
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)X100	48.60
		1.85



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.11%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	0.11%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	98.11%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	1.30%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	10.31%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	86.51%
Finos (Diam < No.200)	1.78%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	1.85%
Clasificación SUCS	SP

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68732
 REG. CONSUCODE C2554

Realizado por: SQM
 Revisado por: JMT

ANALISIS QUIMICO DEL SUELO

TESIS: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

TESISTAS: LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL Y PEDRO DAVID ANTONIO PARRA RAMON

UBICACIÓN: Nuevo Chimbote - Santa - Ancash

FECHA: 16/12/2016

CALICATA: C-01

MUESTRA: M-01 de 0.40 a 4.10m

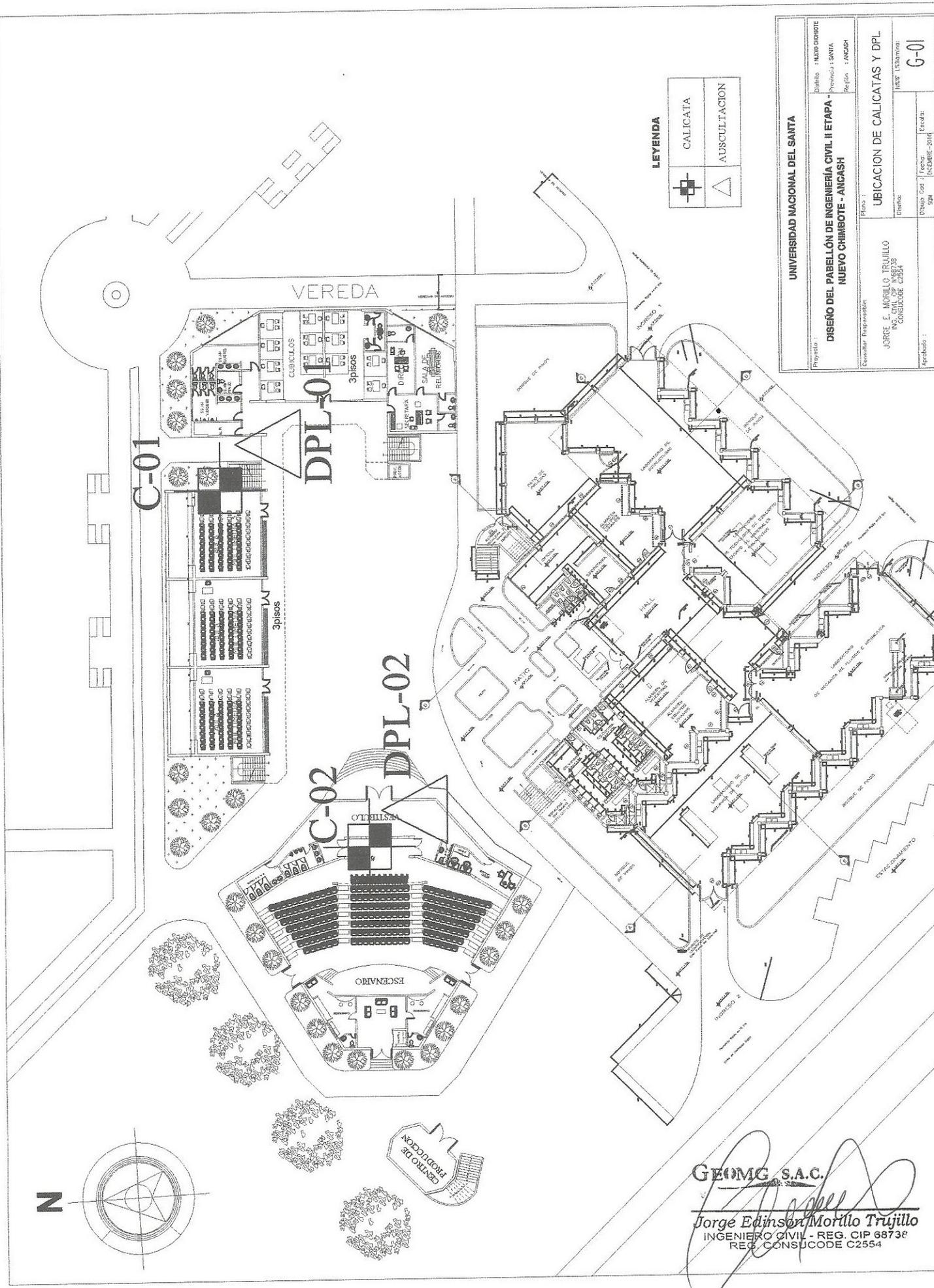
ENSAYOS	RESULTADO	NORMA
Contenido de Cloruros Solubles (Cl)	163 ppm	AASHTO T291
Contenido de Sulfatos Solubles (SO4)	427 ppm	AASHTO T290
Sales Solubles Totales	1204 ppm	USBR E-8
pH	7.4	ASTM D4972



GEOMG S.A.C.
Jorge Edison Morillo Trujillo
Jorge Edison Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554

V°B°:

ANEXO IV
PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS Y
AUSCULTACIONES DPL



LEYENDA

	CALICATA
	AUSCULTACION

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA	
Proyecto:	DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH
Ubicación:	Dpto: - NEVO CHIMBOTE Provincia: SANTA Región: ANCASH
Consultor:	GEOMG S.A.C.
Proyectado por:	JORGE E. MORILLO TRUJILLO
Dibujado por:	INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738 REG. CONSUCODE C2554
Fecha:	NOVIEMBRE-2018
Escala:	G-01
Plano: UBICACION DE CALICATAS Y DPL Título: UBICACION DE CALICATAS Y DPL	

GEOMG S.A.C.
 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554

ANEXO V
FOTOS

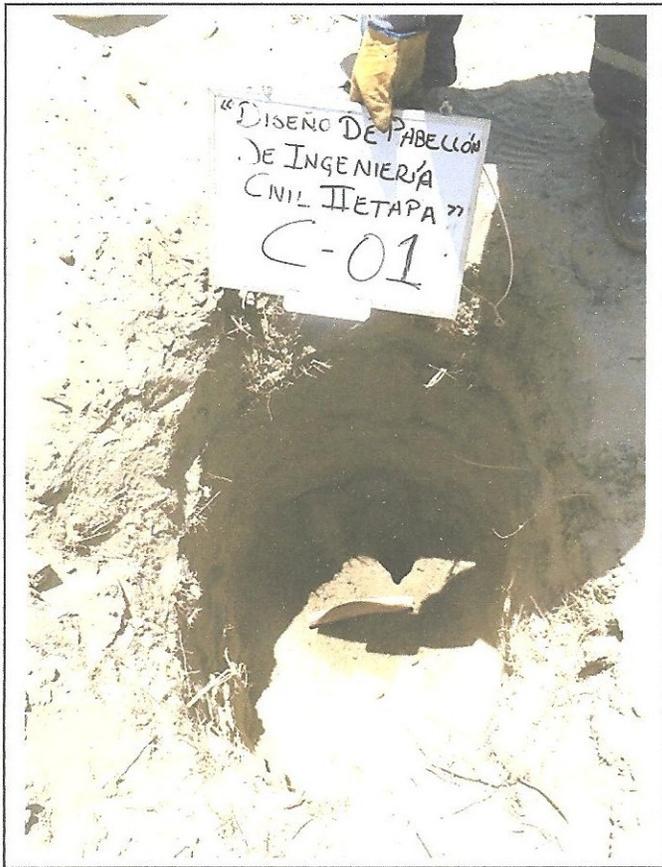


Foto N°01: Vista de la calicata C-01, presencia de arena limosa con raíces en la superficie. De 0.40 a 4.10m presencia de arena mal graduada (SP), medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.

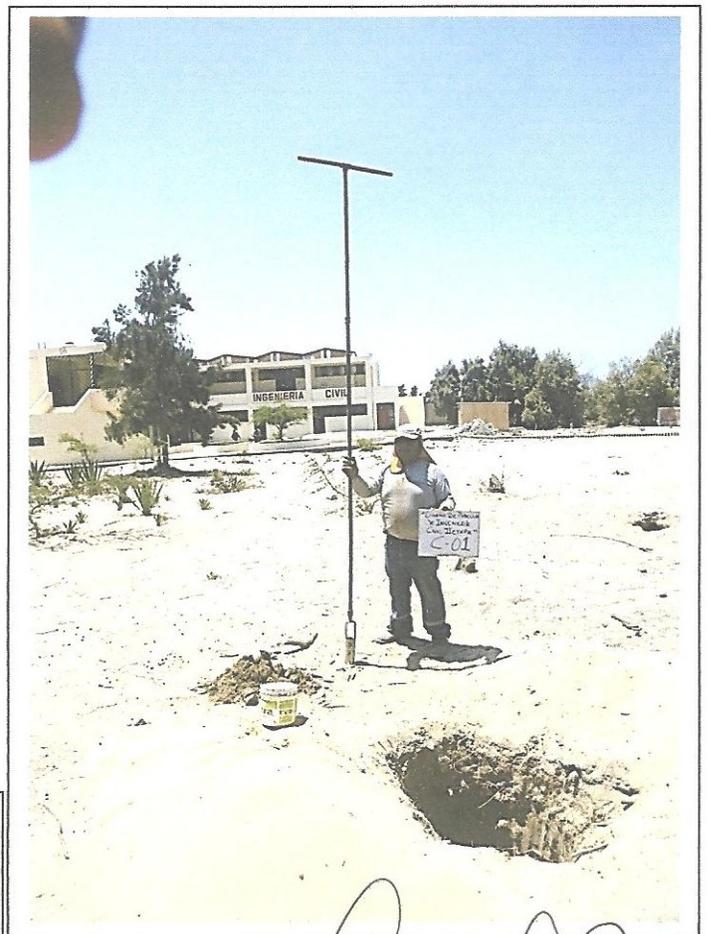


Foto N°02: Vista panorámica de la ubicación de la calicata C-01 muestreada con barreno.

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE C2554



Foto N°03: Vista de la calicata C-02, presencia de arena limosa con raíces en la superficie. De 0.20 a 4.20m presencia de arena mal graduada (SP), medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.



Foto N°04: Vista panorámica de la ubicación de la calicata C-01 muestreada con barreno.

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68736
REG. CONSUCODE C2654



Foto N°05: Vista de ubicación del DPL-01, presencia de arena limosa con raíces en la superficie. De 0.40 a 4.10m presencia de arena mal graduada (SP), medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.

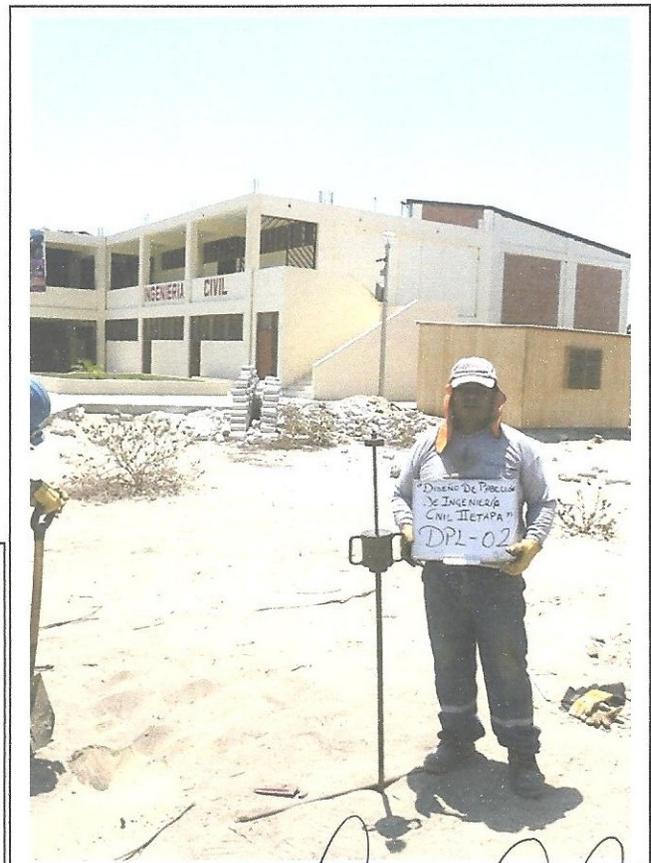


Foto N°06: Vista de ubicación del DPL-02, presencia de arena limosa con raíces en la superficie. De 0.20 a 4.20m presencia de arena mal graduada (SP), medianamente compacto a compacto, seco a ligeramente húmedo de color beige claro.

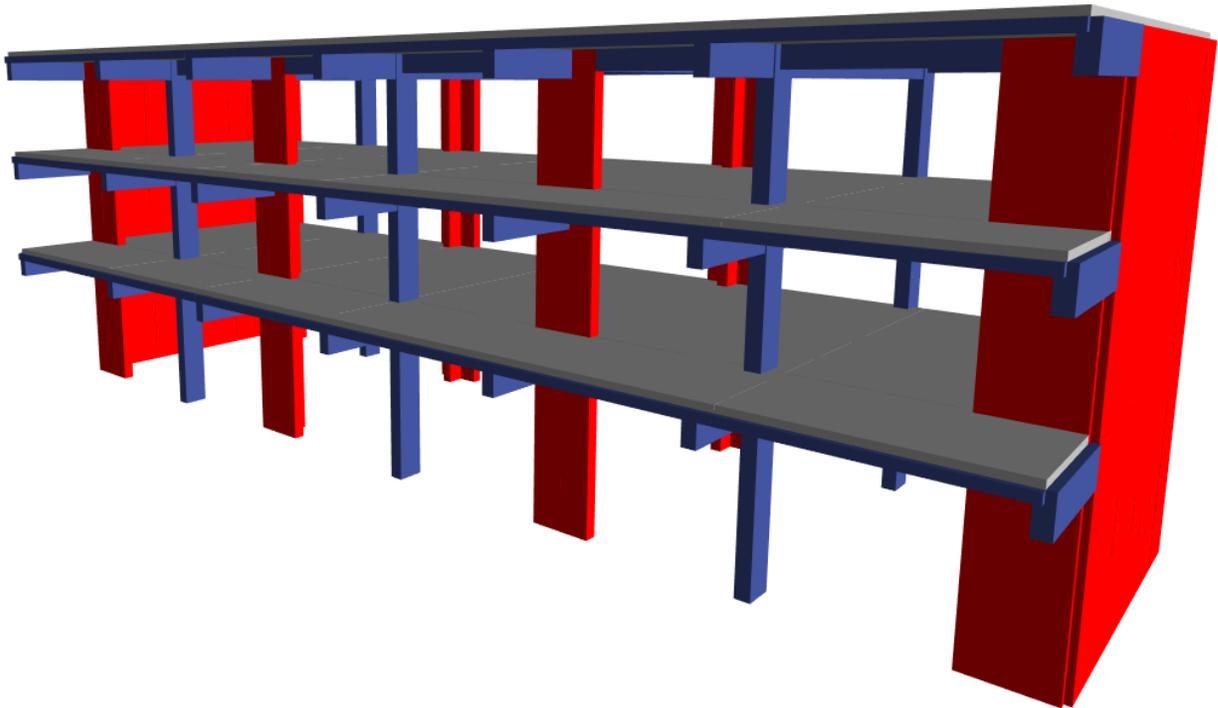
GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCODE C2554



Anexo 2. Memoria de cálculos estructurales en software

MEMORIA DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS
“DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH”
POOL DE AULAS



UBICACIÓN: **CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

PROPIETARIO: **UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

NORMAS: **CARGAS E020, DISEÑO SISMORRESISTENTE E030, SUELOS Y CIMENTACIONES E050, CONCRETO ARMADO E060.**

FEBRERO 2017

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL.....	3
2. UBICACIÓN	3
3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	3
4. ALCANCES	4
5. REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO	4
6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES	4
7. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	6
8. MODELO ESTRUCTURAL.....	7
9. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	8
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	16
11. ANEXOS.....	17

ÍNDICE DE IMÁGENES

Figura Nº 1: Propiedades del Concreto Armado.....	5
Figura Nº 2: Propiedades del Acero de Refuerzo	6
Figura Nº 4: Modelo Tridimensional de la Edificación.....	8
Figura Nº 5: Espectro de Aceleración E030	9
Figura Nº 6: Espectro de Diseño en el programa ETABS (SX y SY)	10
Figura Nº 7: Casos de Carga Sísmica – Análisis Dinámico en el ETABS	11
Figura Nº 8: Principales Modos en X y modo Y.....	12
Figura Nº 9: Distorsiones calculadas en el ETABS	15
Figura Nº 10: Distorsiones elásticas calculadas en el ETABS	16

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAS

“DISEÑO DE PABELLÓN 1 DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO CHIMBOTE - ANCASH”

1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

El presente proyecto comprende el diseño estructural del Pool de Aulas de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil ubicada dentro del Campus Universitario No 01 de la Universidad Nacional del Santa. Específicamente el área donde se construirá dicho pabellón se encuentra al costado del Pabellón de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería en Energía.

La estructura a cimentar está conformada por una edificación aporticada: uno de ellos se denomina Pool de Aulas que consta de tres pisos. La estructura está conformada por pórticos, placas o muros de corte, vigas, losas aligeradas y escaleras.

Vigas V1 de 0.30 x 0.75 m. ubicadas en el eje B, D y F, V2 de 0.30 x 0.60 m. Ubicadas en el eje A, C, E y G, V3 de 30x 60cm. En el eje 1 y 2, columnas rectangulares de 0.35 x 0.70 m, columnas T 1.50 x 0.35 x 0.85 m. Placas de 1.85 x 0.30 m y muros de corte 7.40 x 0.25 m. Con una altura entre piso de 3.00 m.

El Pool de Aulas consta en el primer piso subdividido en:

1º NIVEL

2º NIVEL

3º NIVEL

1. Aulas Multimedia

2. UBICACIÓN

El presente proyecto se ubica en Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia de Santa, Departamento de Ancash.

3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Profesional Responsable: **Jorge Edinson Morillo Trujillo CIP 68738**

El suelo está conformado por depósitos eólicos, constituidos por arena mal graduada (SP), medianamente compacta a compacta, seco a ligeramente húmeda, color beige claro y finos no plásticos. Asimismo, en la superficie de 0.20m a 0.40m presencia de arena mal graduada con raíces. No se registró la presencia del nivel freático.

Del análisis de cimentación se tiene:

Cimientos Continuos:

Si Df = 1.00m y B = 0.60m Capacidad Portante Q adm = 0.58 Kg/cm²

Si Df = 1.00m y B = 0.80m Capacidad Portante Q adm = 0.62 Kg/cm²

En pórticos principales:

Zapata Cuadrada, Si Df =1.70m y B = 1.50m Qadm = 1.55 Kg/cm²

Zapata Cuadrada, Si Df =1.70m y B = 2.00m Qadm = 1.61 Kg/cm²

Zapata Rectangular (B/L=0.50), Si Df =1.70m y B = 1.10m Qadm = 1.27 Kg/cm²

Zapata Rectangular (B/L=0.50), Si Df =1.70m y B = 1.50m Qadm = 1.33 Kg/cm²

4. ALCANCES

El Diseño Estructural para los “Muros Perimetrales del Pabellón de Ingeniería Civil II Etapa – Nuevo Chimbote - Ancash” se basa en criterios de seguridad y funcionalidad. Se trata de tomar en la evaluación todos los elementos resistentes, mostrando la distribución de fierros que deben tener las vigas, columnas, muros para el uso previsto.

5. REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO

Para el desarrollo estructural se ha tomado en cuenta las siguientes normas:

- RNE - Norma E.020: Cargas
- RNE - Norma E.030: Diseño Sismo Resistente
- RNE - Norma E.060: Concreto Armado
- RNE - Norma E.070: Albañilería

6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Se tomaron en cuenta las siguientes propiedades de los materiales

Concreto simple

- Concreto con resistencia a la compresión de 140kg/cm² para el cimiento corrido y de 175kg/cm² para el Sobrecimiento.

Concreto armado

- Concreto con resistencia a la compresión de 210kg/cm² para las columnas de confinamiento y las vigas.
- Módulo de Elasticidad = 218819.8kg/cm²
- Módulo de Poisson = $\nu = 0.17$

Refuerzo corrugado.

Deberán cumplir con alguna de las siguientes características:

- Especificación para barras de acero con resaltes para concreto armado (ITINTEC 341.031 /ASTM 615-Grado 60, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$).
- Especificación para barras de acero de baja aleación ASTM 76.

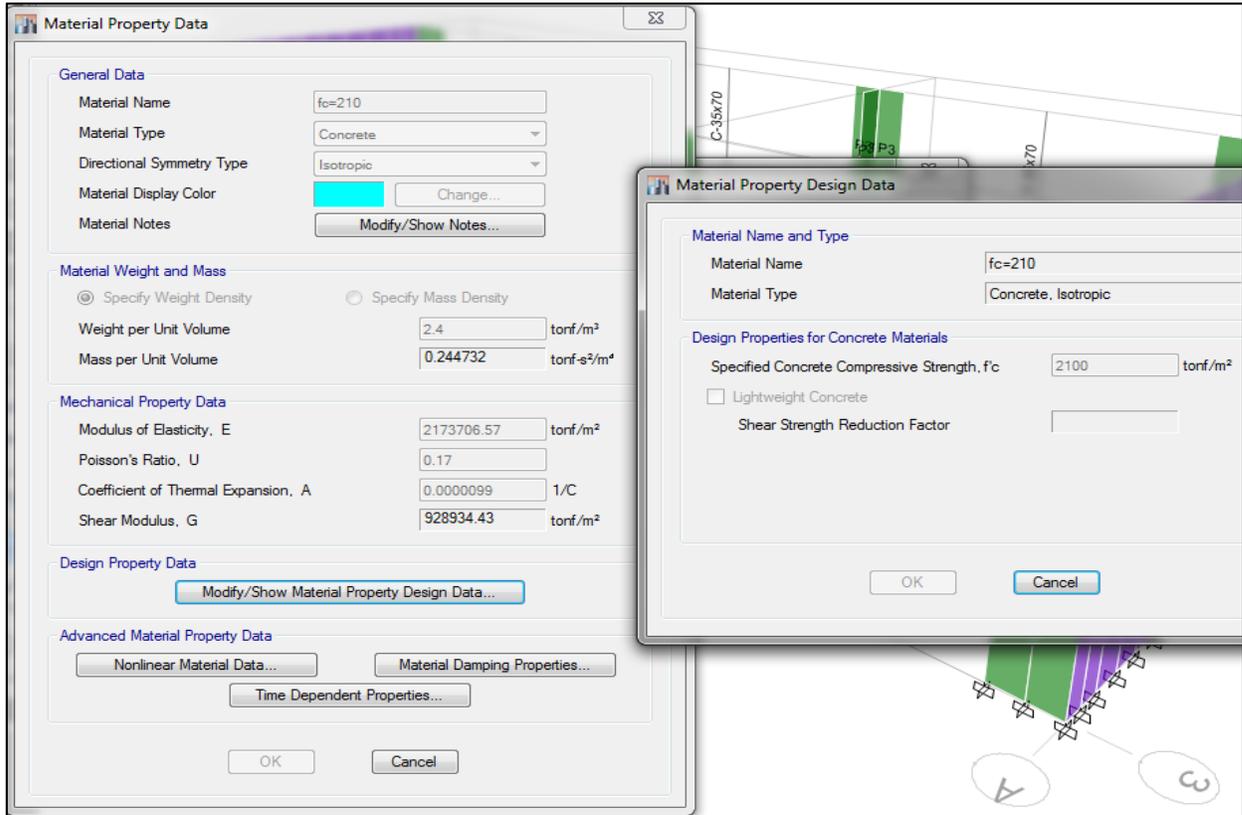


Figura N° 1: Propiedades del Concreto Armado

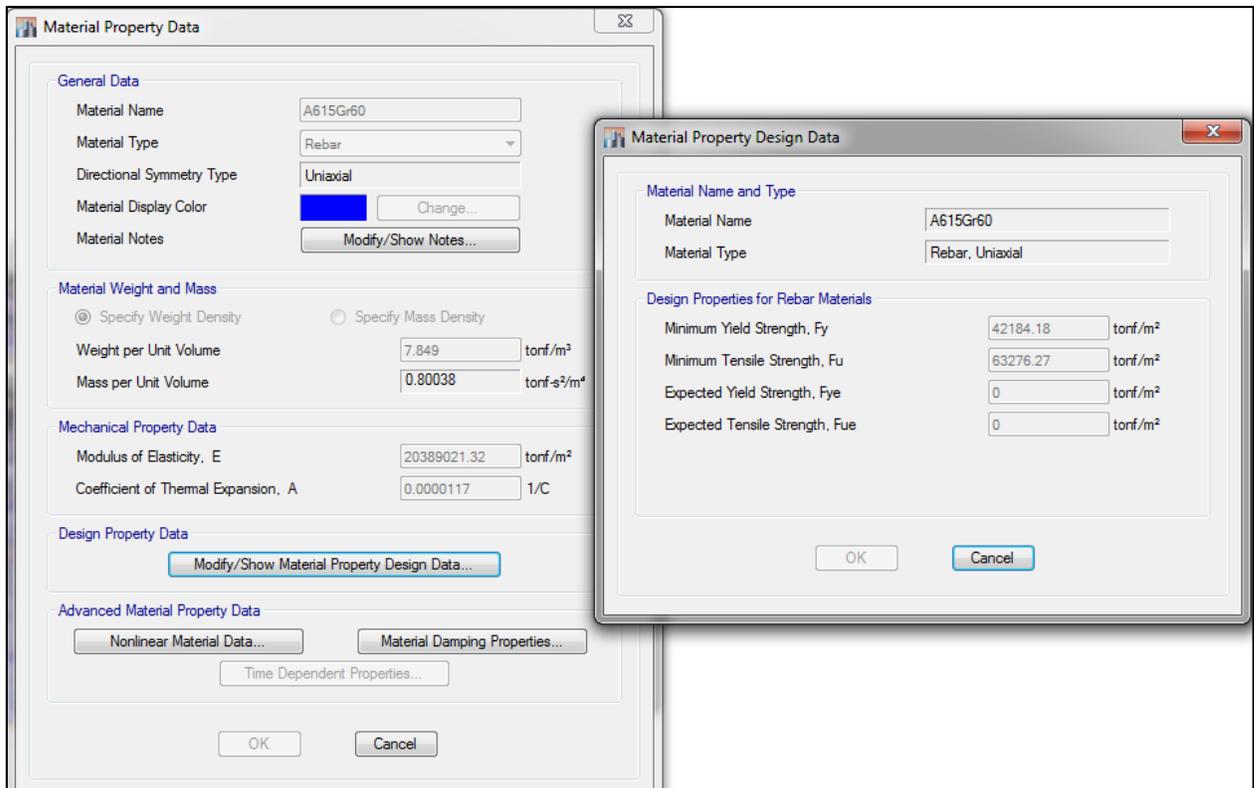


Figura N° 2: Propiedades del Acero de Refuerzo

7. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

7.1 CARGAS DE DISEÑO

Cargas verticales:

Las cargas permanentes y las sobrecargas son aquellas que indican el RNE, Norma de Cargas E-020.

- **CARGA MUERTA:** considerado como el peso propio de cada elemento de la edificación.

Peso del concreto	=	2400 kg/m ³
Peso de Losa Aligerada (e=20cm)	=	300 kg/m ²
Peso de Acabados	=	100 kg/m ²

- **CARGA VIVA:** De acuerdo al uso de cada nivel se tiene.

Sobrecarga en los pisos típicos	=	250 kg/m ²
Sobrecarga en la Azotea	=	100 kg/m ²

Cargas horizontales:

- **SISMO:** Se ha elaborado de acuerdo a las normas de Diseño Sismo Resistentes E-030, un análisis modal espectral que se describe el procedimiento en el ítem 4.0.

7.2 PARÁMETROS EMPLEADOS EN EL DISEÑO

- Categoría de las edificaciones: Categoría "A" (Edificaciones Esenciales tales como Centros Educativos), factor $U=1.50$
- Suelo de fundación de acuerdo al RNE, el código de Diseño Sismo resistente clasifica como suelo con perfil S2 Suelo Intermedio, con un factor $S=1.05$.
- Ubicación de la obra, depende de la zona sísmica donde está ubicada la edificación, por estar en la provincia de Santa y departamento de Ancash, clasificado como zona 4 y factor de zona $Z=0.45$.
- Factor de ductilidad o coeficiente de reducción de la respuesta $R=6$ para un sistema estructural de muros estructurales.
- Procedimiento constructivo, se considera aquella que sea adecuada para la mano de obra y equipos accesibles a la obra.
- Calidad y disponibilidad de materiales: Se adoptan los materiales adecuados y óptimos para la zona cuya economía, calidad y rendimiento son los idóneos para el acabado final del proyecto.

7.3 COMBINACIONES DE CARGA

Las resistencias requeridas últimas (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (S_x , S_y), será como mínimo la mayor de las que resulten al hacer las siguientes combinaciones según el reglamento:

- $1.4CM+1.7CV$
- $1.25(CM+CV)\pm S_x$
- $1.25(CM+CV)\pm S_y$
- $0.9CM\pm S_x$
- $0.9CM\pm S_y$

En donde:

- CM: Carga muerta
- CV: Carga viva en la Losa
- S_x , S_y : Cargas de sismo en dirección "x" e "y" respectivamente.

7.4 BASES DE DISEÑO

- Diseño por condiciones de resistencia
- Diseño por condiciones de servicio.

8. MODELO ESTRUCTURAL

Es necesario crear un modelo con un número de masas que simule el comportamiento real de la estructura. La masa del sistema estructural, la cual puede ser calculada con razonable precisión, se considera concentrada en los pisos.

El diseño estructural se ha efectuado para el máximo efecto de las cargas sobre cada uno de los elementos empleando las combinaciones y los esfuerzos permisibles de las especificaciones del reglamento, además se ha escogido el valor máximo de las combinaciones de carga que señala el mismo.

Mediante el programa de análisis estructural ETABS 2015, se realizó el análisis sísmico tridimensional, considerando las losas de los pisos como diafragmas rígidos con tres grados de libertad para cada piso, dos traslaciones y una rotación. Para realizar este análisis se ha tenido en cuenta lo siguiente:

- La cimentación se considera empotrada en el suelo.
- Se analiza la estructura a flexión, corte, compresión, etc.

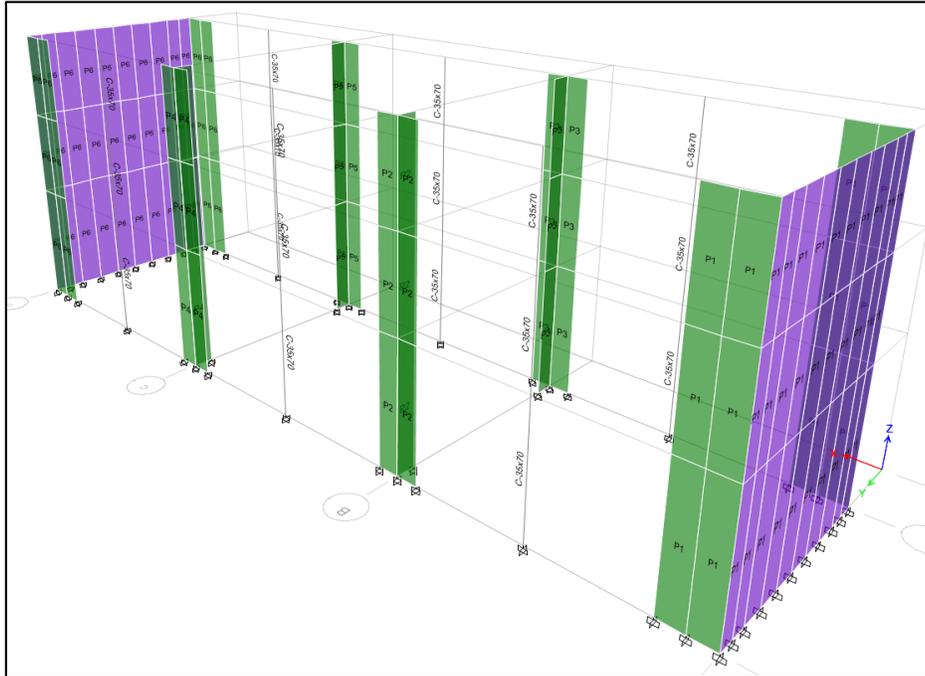


Figura N° 3: Modelo Tridimensional de la Edificación

9. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

En el presente documento se tendrá el desarrollo de acuerdo a la Norma Técnica de Diseño Sismo resistente (N.T.E. E030, 2006), que permita lograr el objetivo de mantener las condiciones de servicio de la estructura, de una forma segura.

9.1. ESPECTRO DE DISEÑO

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDO - ACCELERACIONES (NORMA E030-2014/DS-003-2016)	
SOLO COMPLETAR LAS LISTAS DESPLEGABLES Y CASILLAS DISPONIBLES	

Tabla N°1 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

FACTOR DE ZONA "Z"	ZONA	Z
	ZONA 4	0.45

Ing. Aldo Greco Nuñonca Herrera

FIC - UNSAAC

Tabla N°3 y N°4 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

FACTOR DE SUELO "S"	TIPO	DESCRIPCION	S	Tp	Tl
	S2	Suelos Intermedios	1.05	0.60	2.00

Tabla N°5 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

FACTOR DE USO "U"	CATEGORIA	U	OBSERVACIONES
	"A2" Edificaciones Esenciales	1.50	Revisar tabla N°6 E030-2014

Tabla N°7 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

FACTOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL "R"	DIRECCION	SISTEMA ESTRUCTURAL	Ro
	DIR X-X	Muros Estructurales	6
	DIR Y-Y	Muros Estructurales	6

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDO - ACELERACIONES (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

SOLO COMPLETAR LAS LISTAS DESPLEGABLES Y CASILLAS DISPONIBLES

RESUMEN

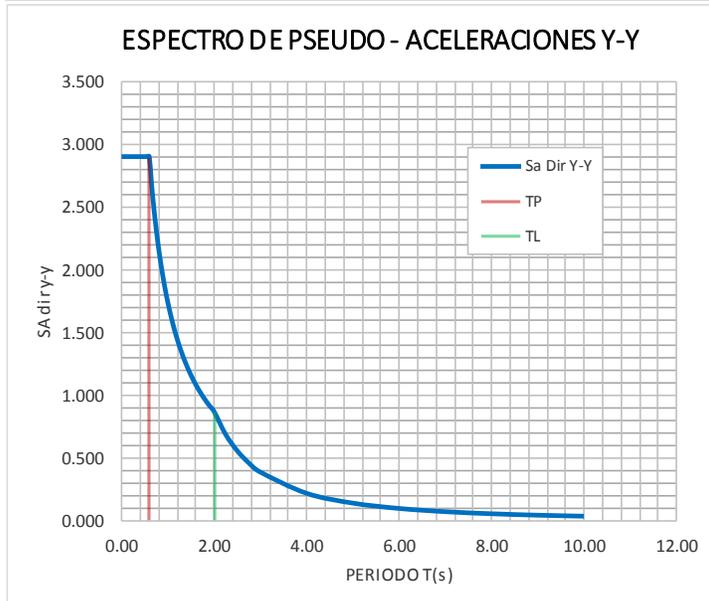
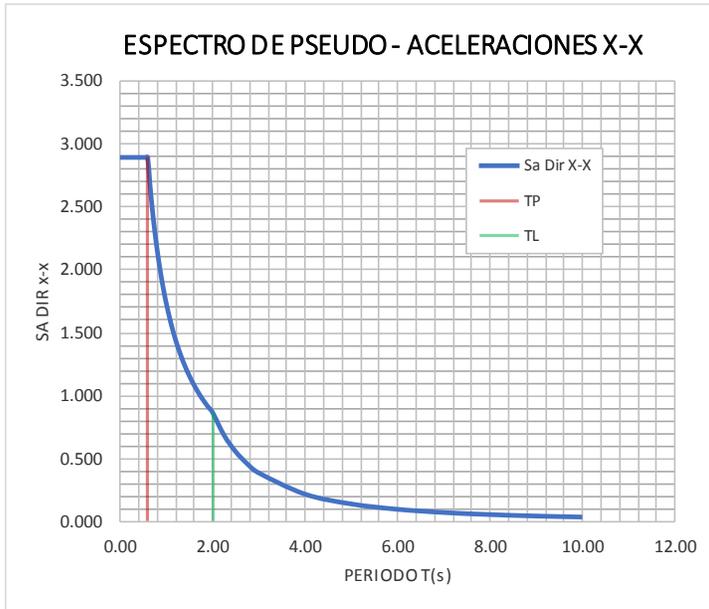
DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R ₀	6	6
U	1.50	I _a	1.00	1.00
S	1.05	I _p	1.00	1.00
T _P	0.60	R	6	6
T _L	2.00	g	9.81 m/s ²	

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$



C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	2.897	2.897
2.50	0.02	2.897	2.897
2.50	0.04	2.897	2.897
2.50	0.06	2.897	2.897
2.50	0.08	2.897	2.897
2.50	0.10	2.897	2.897
2.50	0.12	2.897	2.897
2.50	0.14	2.897	2.897
2.50	0.16	2.897	2.897
2.50	0.18	2.897	2.897
2.50	0.20	2.897	2.897
2.50	0.25	2.897	2.897
2.50	0.30	2.897	2.897
2.50	0.35	2.897	2.897
2.50	0.40	2.897	2.897
2.50	0.45	2.897	2.897
2.50	0.50	2.897	2.897
2.50	0.55	2.897	2.897
2.50	0.60	2.897	2.897
2.31	0.65	2.674	2.674
2.14	0.70	2.483	2.483
2.00	0.75	2.318	2.318
1.88	0.80	2.173	2.173
1.76	0.85	2.045	2.045
1.67	0.90	1.931	1.931
1.58	0.95	1.830	1.830
1.50	1.00	1.738	1.738
1.36	1.10	1.580	1.580
1.25	1.20	1.449	1.449
1.15	1.30	1.337	1.337
1.07	1.40	1.242	1.242
1.00	1.50	1.159	1.159
0.94	1.60	1.086	1.086
0.88	1.70	1.022	1.022
0.83	1.80	0.966	0.966
0.79	1.90	0.915	0.915
0.75	2.00	0.869	0.869
0.59	2.25	0.687	0.687
0.48	2.50	0.556	0.556
0.40	2.75	0.460	0.460
0.33	3.00	0.386	0.386
0.19	4.00	0.217	0.217
0.12	5.00	0.139	0.139
0.08	6.00	0.097	0.097
0.06	7.00	0.071	0.071
0.05	8.00	0.054	0.054
0.04	9.00	0.043	0.043
0.03	10.00	0.035	0.035

Figura N° 4: Espectro de Aceleración E030

En el modelo, tenemos el siguiente espectro para Sx y para Sy:

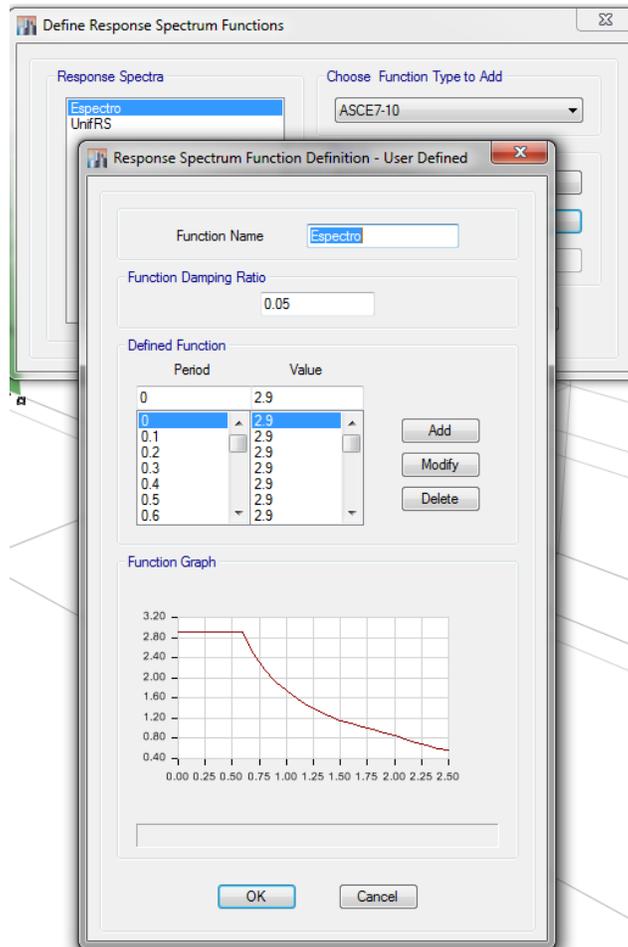


Figura N° 5: Espectro de Diseño en el programa ETABS (SX y SY)

9.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Coeficiente basal: En Eje X $\frac{ZxUxSxC}{R} * g=2.90$, En Eje Y $\frac{ZxUxSxC}{R} * g=2.90$

Cortante: Coeficiente Basal x Peso

Dado que las fuerzas del análisis estático son similares y en casos menores a las del análisis dinámico, se consideró solo las del análisis dinámicos. Pues la norma expone para estructuras irregulares que cuando los resultados de la cortante del análisis dinámico sean menores al 90% del análisis estático, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

9.3. ANÁLISIS DINÁMICO

4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

4.6.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

4.6.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

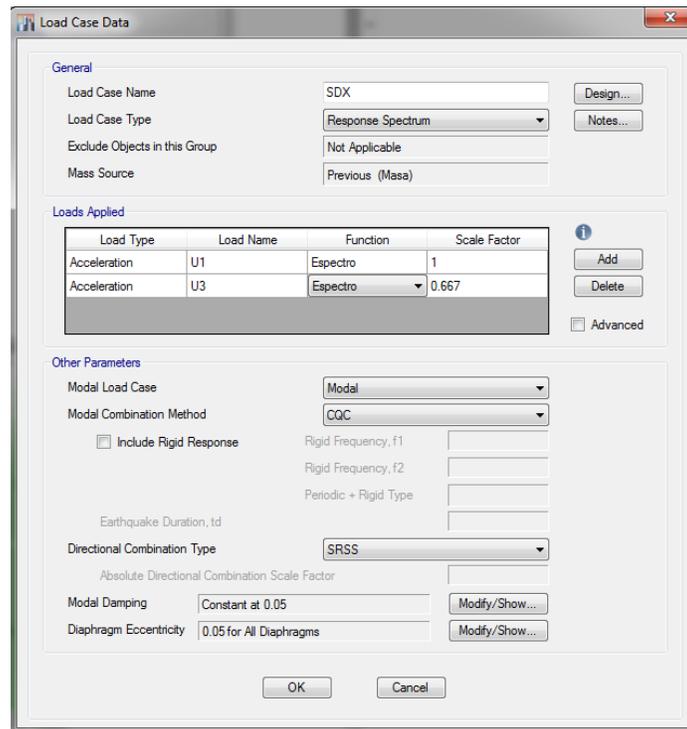


Figura N° 6: Casos de Carga Sísmica – Análisis Dinámico en el ETABS

9.4. MODOS DE VIBRACIÓN

Tenemos como principal modo de vibración en la dirección X de 0.269 seg y en la dirección Y de 0.105 seg, teniendo considerable porcentaje de participación de masa modal, 81.6% para el principal modo en X y 86.76% en el principal modo en Y.

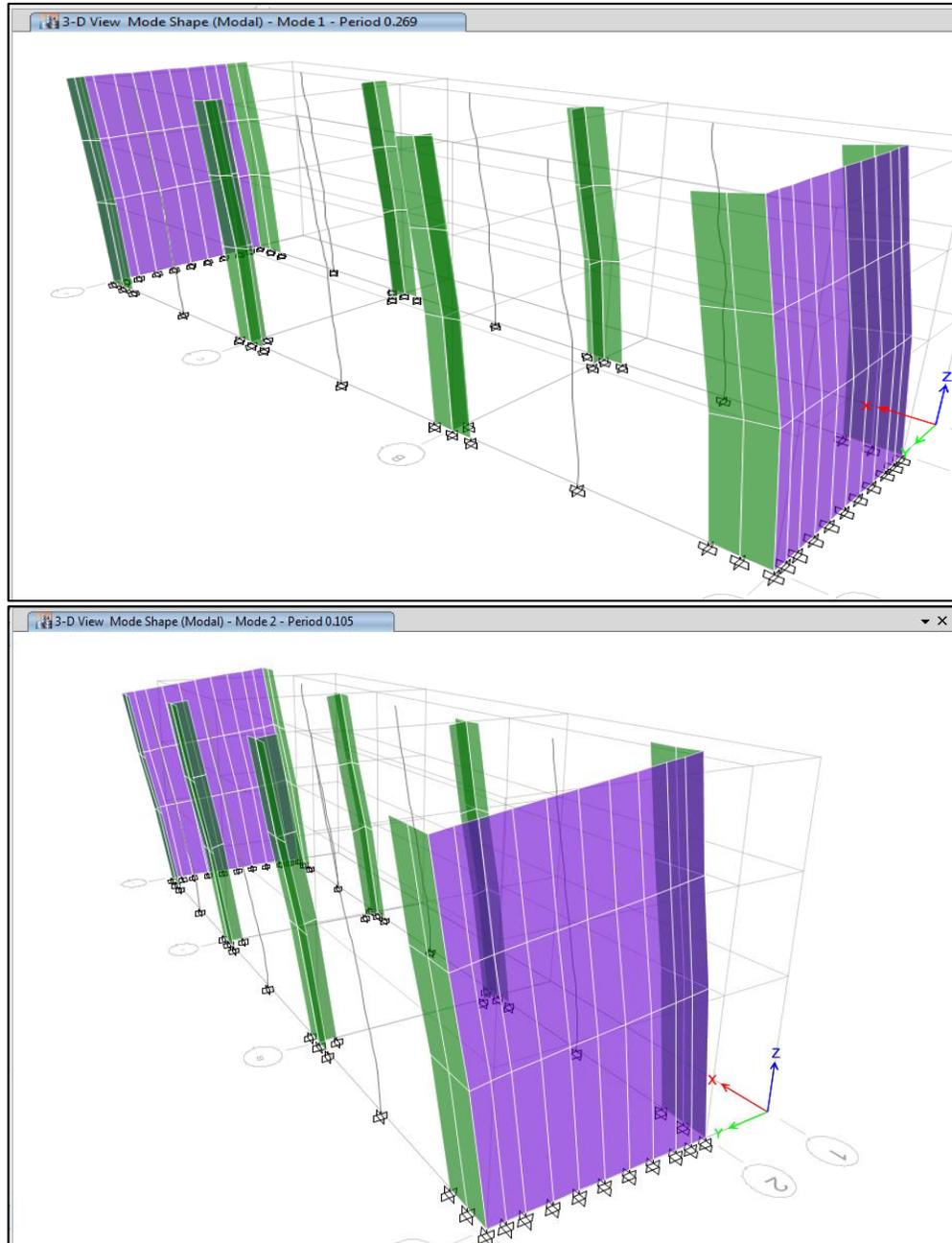


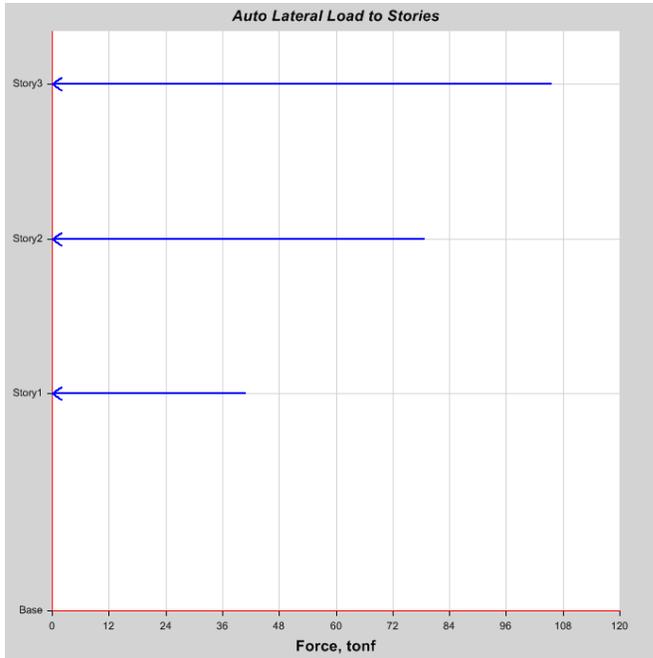
Figura Nº 7: Principales Modos en X y modo Y

El porcentaje de masa modal acumulado que se llegó con 9 modos fue del 100%, valor que supera satisfactoriamente el mínimo de 90% indicado en la Norma E030 de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones

9.5. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Según el análisis estático que se realizó en el software ETABS se obtienen las siguientes fuerzas sísmicas

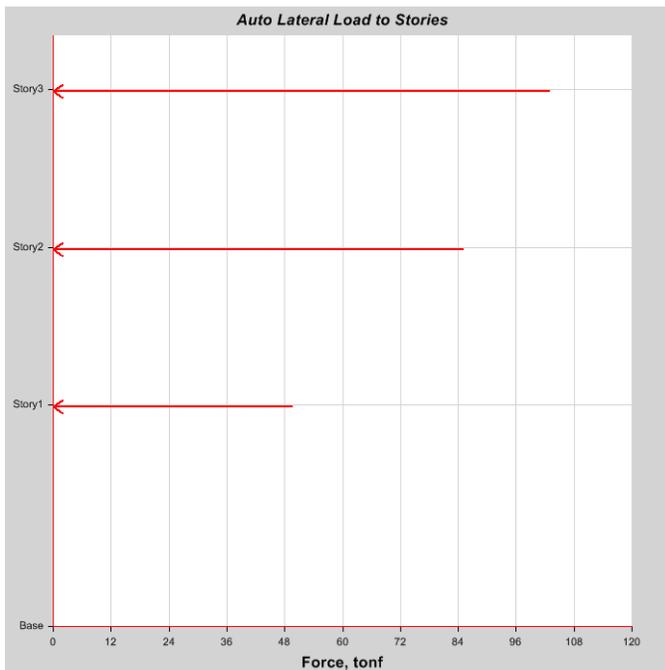
Para el Sismo en la Dirección X se tiene:



Story Response Values

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story3	10.9	Top	105.69	0
Story2	7.7	Top	78.73	0
Story1	4.5	Top	41.02	0
Base	0	Top	0	0

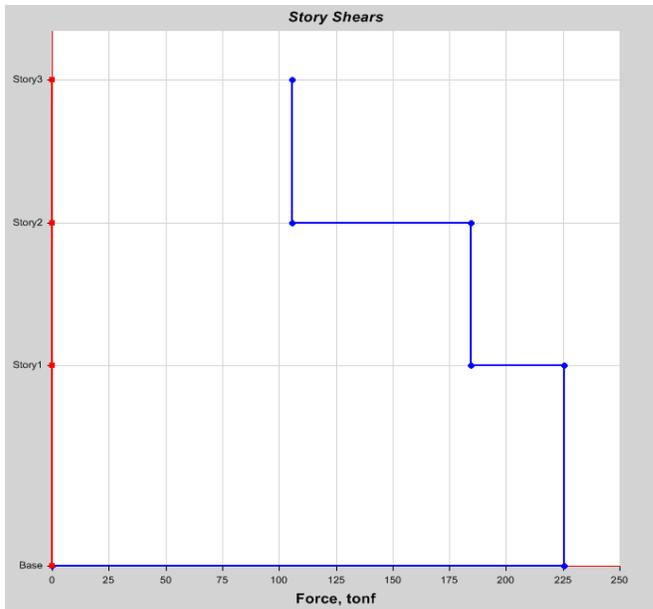
Para el Sismo en la Dirección Y se tiene:



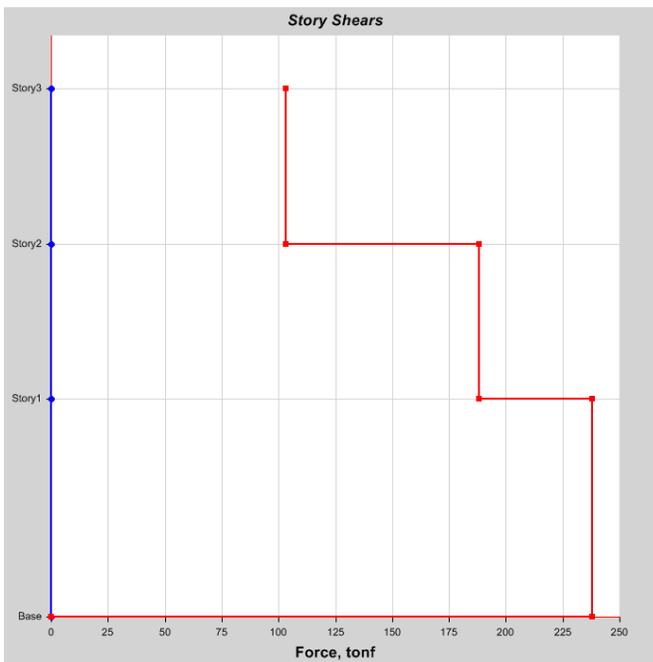
Story Response Values

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story3	10.9	Top	0	103.03
Story2	7.7	Top	0	85.08
Story1	4.5	Top	0	49.84
Base	0	Top	0	0

Mientras que para la fuerza cortante en la base según el análisis modal espectral, se tienen los siguientes reportes:



Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	10.9	Top	105.6862	0
		Bottom	105.6862	0
Story2	7.7	Top	184.415	0
		Bottom	184.415	0
Story1	4.5	Top	225.4373	0
		Bottom	225.4373	0
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	10.9	Top	0	103.0271
		Bottom	0	103.0271
Story2	7.7	Top	0	188.1105
		Bottom	0	188.1105
Story1	4.5	Top	0	237.946
		Bottom	0	237.946
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

El análisis sísmico dinámico por superposición modal y el análisis estático nos dan los siguientes valores:

	Edificio		
	Vdinámico	Vestático	Vdin/Vest
SX	225.44	225.44	100%
SY	237.95	237.95	100%

Se aceptarán los resultados hallados tanto para el Sismo X y Sismo Y, ya que la diferencia supera el 80% mínimo indicado por la norma.

9.6. CONTROL DE DERIVAS DE LA EDIFICACIÓN

DIRECCION SX

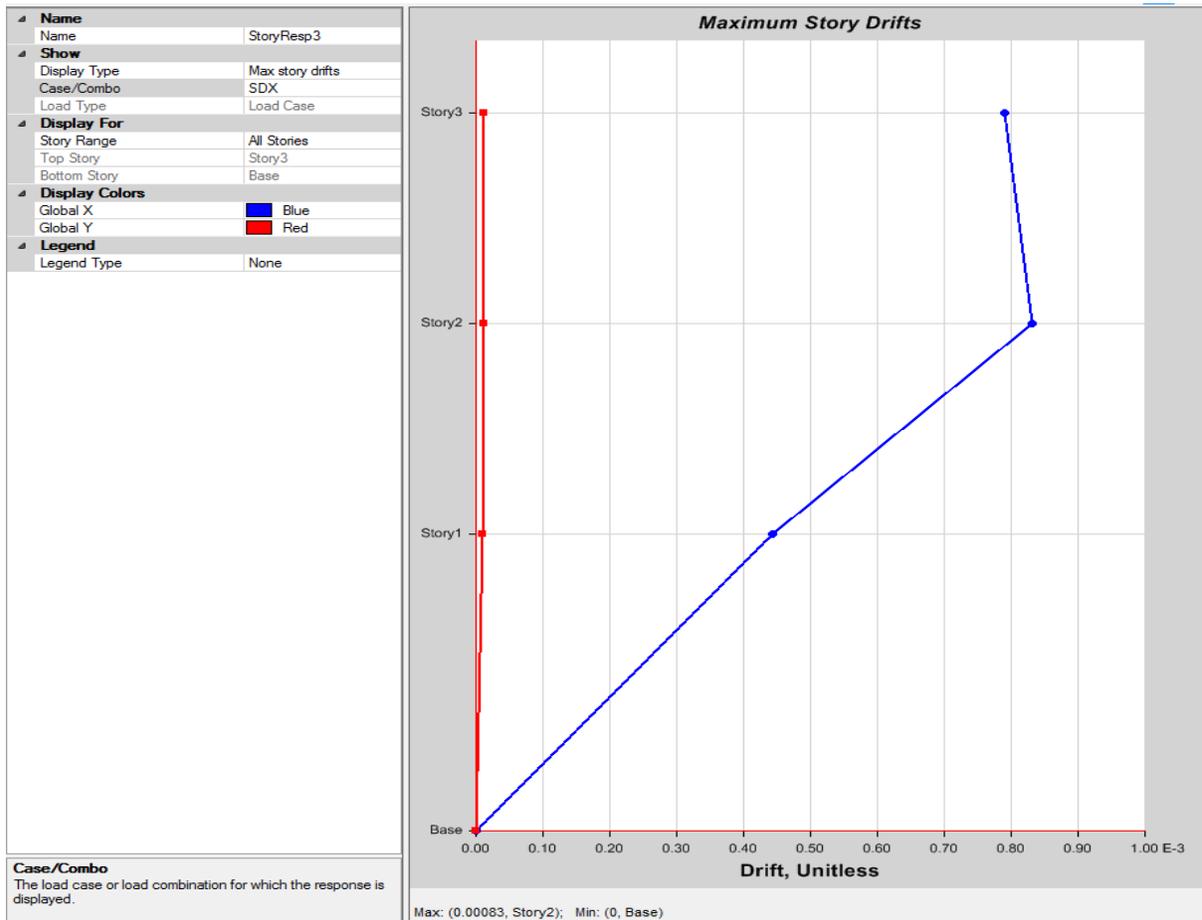


Figura Nº 8: Distorsiones calculadas en el ETABS

Y haciendo un análisis de distorsiones de cada piso, vemos que la estructura si verifica los límites.

Story	Load Case	Max Drift	Distorsión Real	E030 Limite	Verificación
PISO 3	SX	0.00079	0.00237	0.007	Ok
PISO 2	SX	0.00083	0.00249	0.007	Ok
PISO 1	SX	0.000443	0.00133	0.007	Ok

DIRECCIÓN SY

La norma E030 establece un límite de deriva de 0.007 para el sistema de concreto armado.

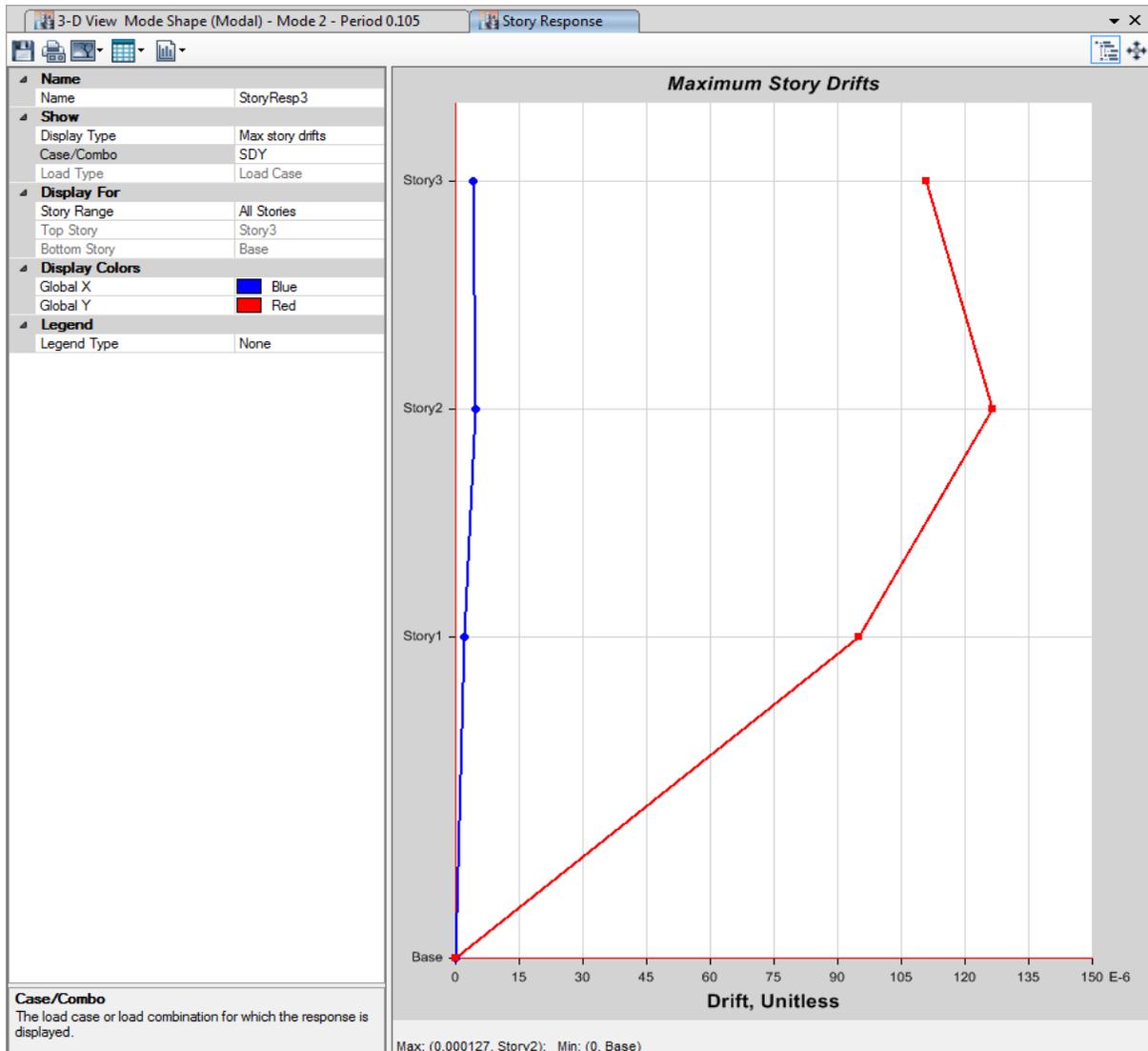


Figura N° 9: Distorsiones elásticas calculadas en el ETABS

Story	Load Case	Max Drift	Distorsión Real	E030 Limite	Verificación
PISO 3	S	0.000111	0.000333	0.007	Ok
PISO 2	SY	0.000127	0.00381	0.007	Ok
PISO 1	SY	0.000095	0.00285	0.007	Ok

Estos valores también cumplen los requerimientos establecidos en la norma E030.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

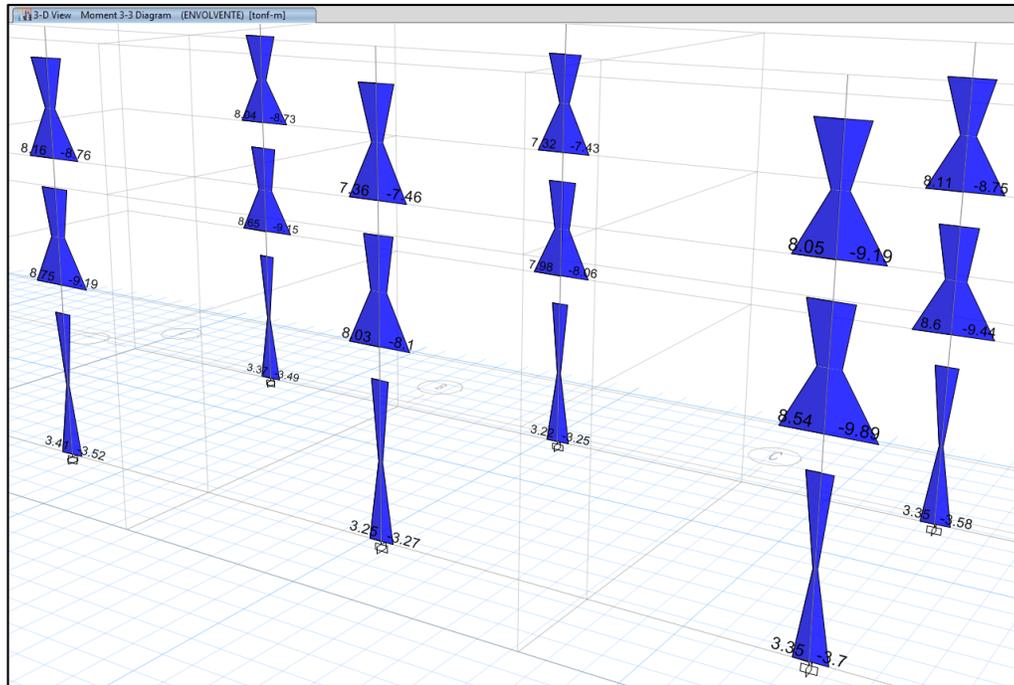
- La estructura está cumpliendo con las distorsiones máximas permisibles por la norma del RNE E-030 ($D_{max}=0.007$, para el sistema de concreto armado)

- Las losas aligeradas deberán tener el refuerzo según se muestran en la presente memoria de cálculo y planos (ver anexos).
- Las columnas y vigas deberán tener el refuerzo según se muestran en la presente memoria de cálculo y planos (ver anexos).
- Todas las especificaciones de longitudes de doblado y anclaje, se presentan en los cuadros de detalle de los planos según corresponda.
- En caso de encontrar incompatibilidades entre el diseño estructural y la realidad en obra ponerse en contacto con el ingeniero estructural.

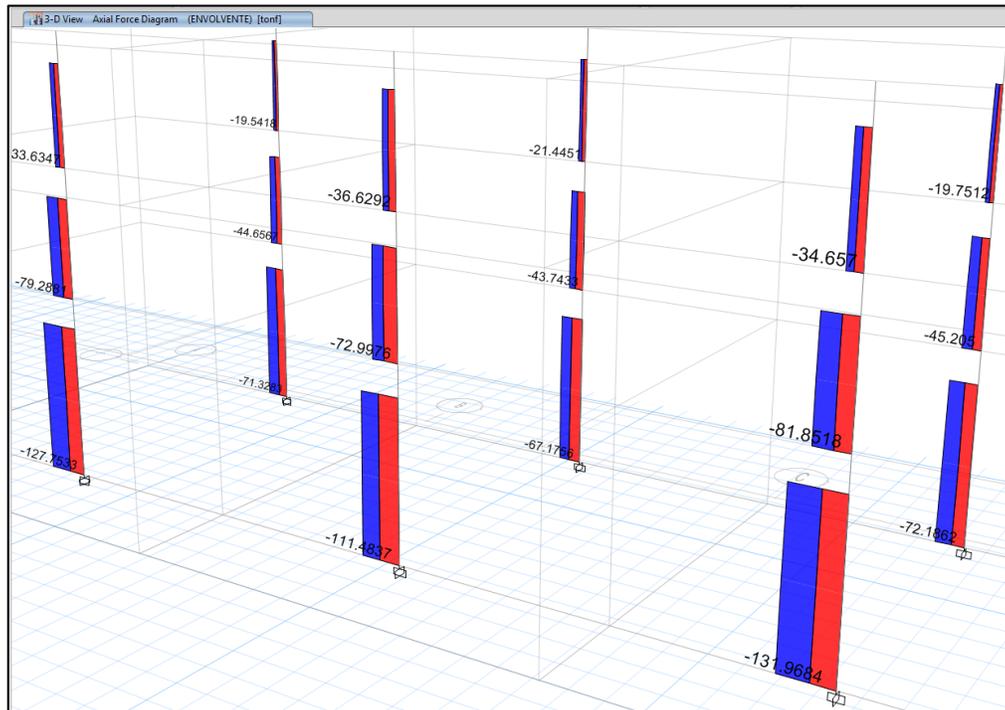
11. ANEXOS

11.1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS

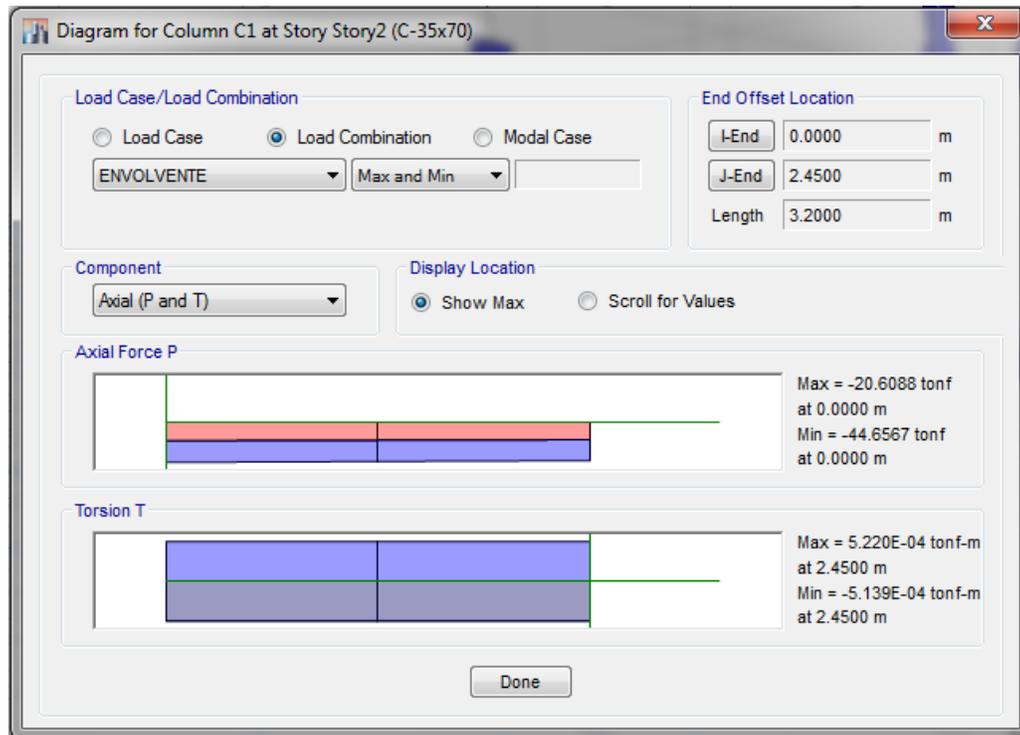
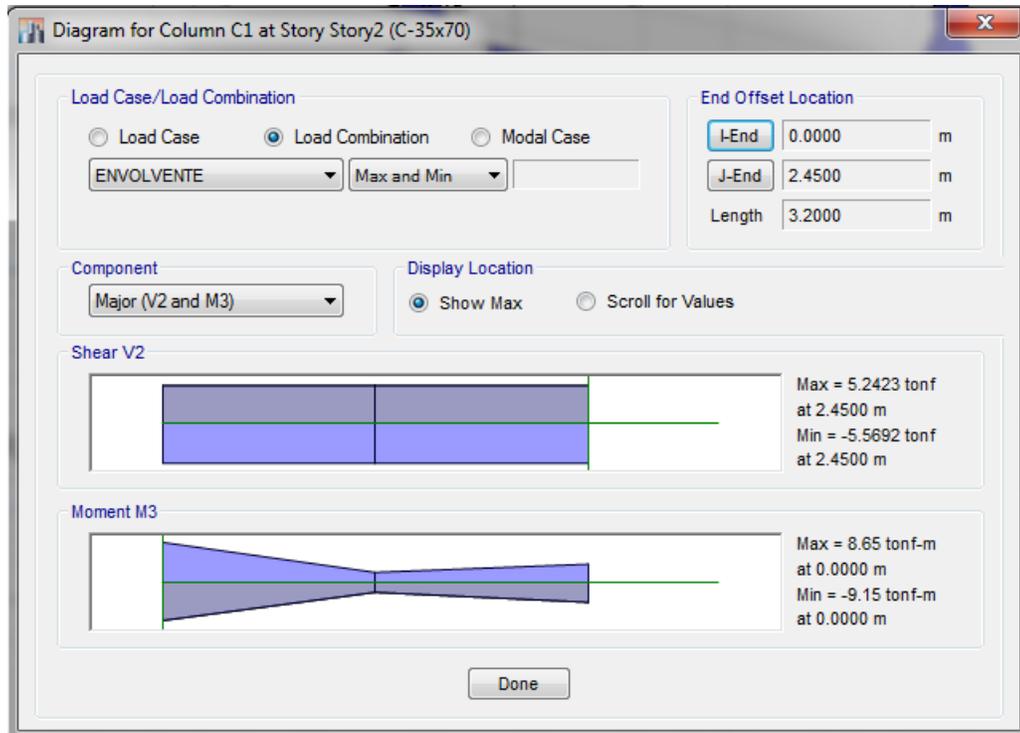
Según la envolvente de diseño se tiene los siguientes momentos últimos máximos actuantes en las columnas.



Así como también las cargas axiales últimas para el diseño de las columnas por flexo compresión

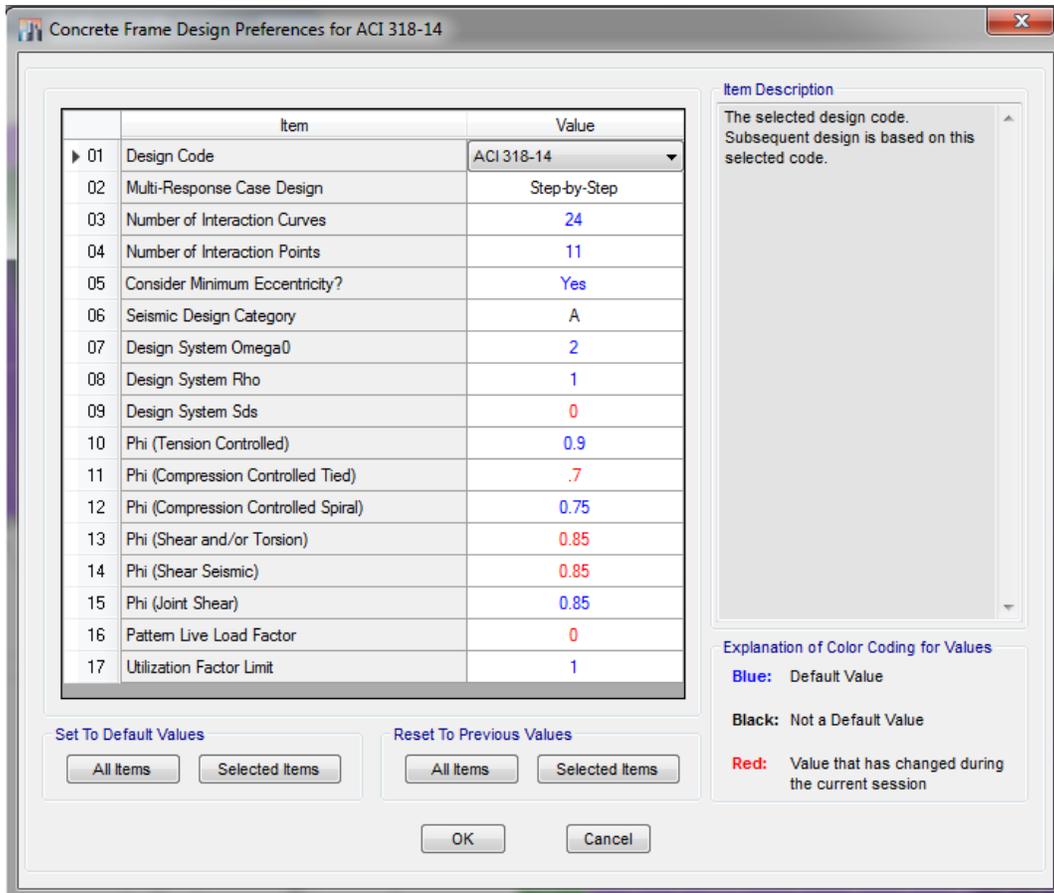


Escogemos la columna del eje 3, entre el eje A y B, segundo piso para realizar su diseño.

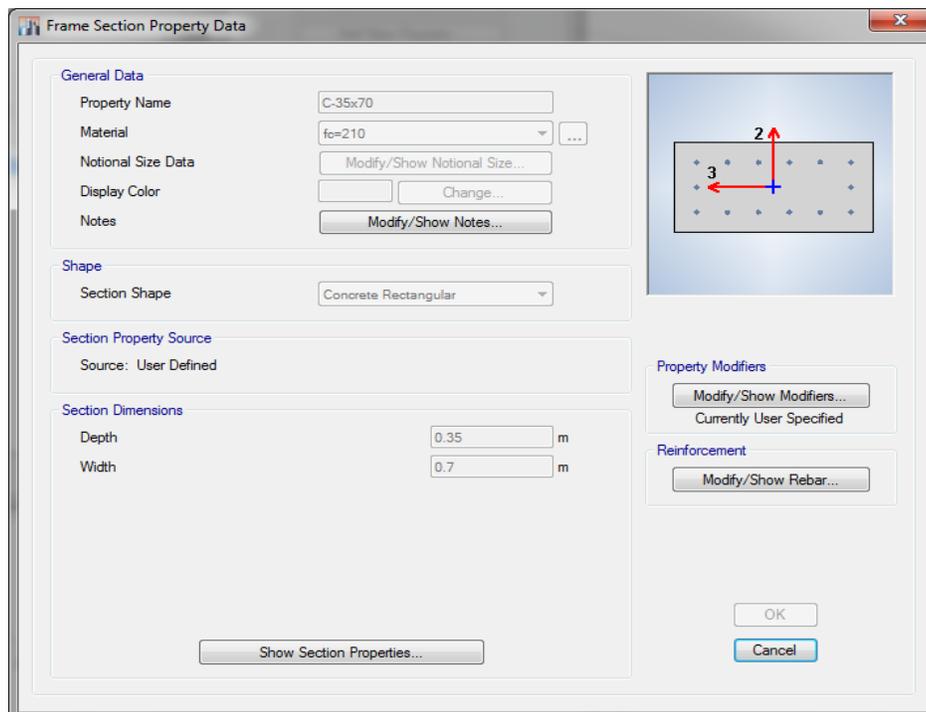


Para el diseño de las columnas se hará uso del diseñador de elementos proporcionado por el mismo software ETABS.

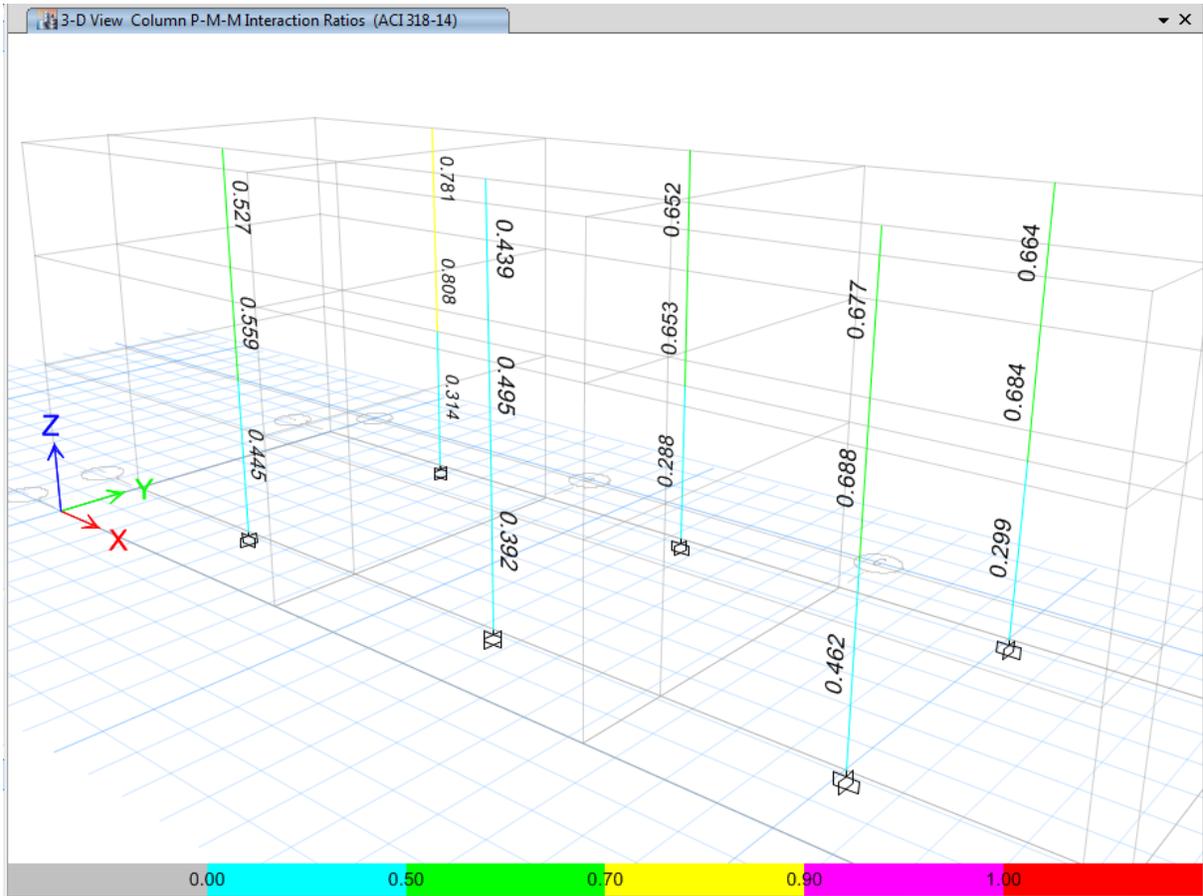
Debido a que el diseñador de elementos del ETABS no tiene nuestro código de diseño (RNE – E060 Concreto Armado), se procede a modificar las preferencias de diseño.



Para el diseño de las columnas se propuso la siguiente sección:
C 35x70cm, el cual tiene un refuerzo de 14 varillas de 5/8"

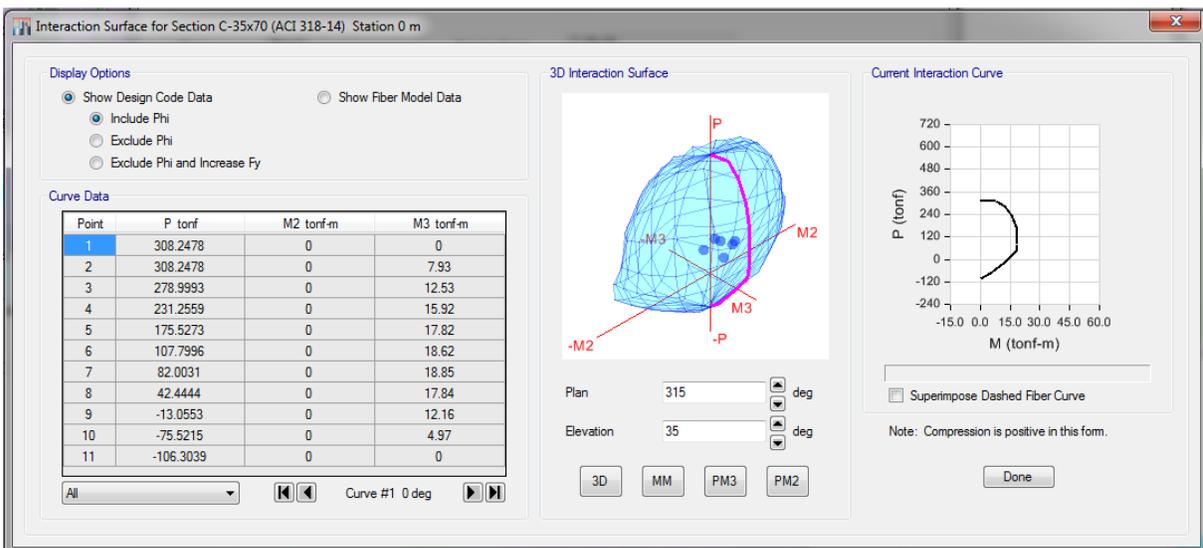


Luego de ejecutar el diseñador automático, se ven los ratios:



La columna que analizamos tiene un ratio de demanda capacidad de 80.8%

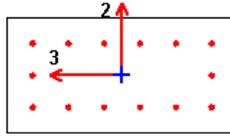
Analizamos esta sección con mayor ratio (Color amarillo)



Sobre el cual obtenemos el siguiente reporte:

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Story2	C1	82	C-35x70	ENVOLVENTE	0	3.2	0.646	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0.7	0.35	0.07798	0.0473

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173706.57	2100	1	42184.18	42184.18

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.85	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
20.6088	14.64	-9.22	0.75	0.53	1.14	0.808

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length m
Major Bend(M3)	1	1.007744	1	1	2.45
Minor Bend(M2)	1	1.001925	1	1	2.45

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u tonf	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_p tonf	Rebar A_v /s cm ² /m
Major, V_{u2}	8.434	0	8.434	8.434	8.40059
Minor, V_{u3}	7.8671	0	7.8671	7.8671	3.52726

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force tonf	Shear $V_{u,Top}$ tonf	Shear $V_{u,Tot}$ tonf	Shear ΦV_c tonf	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear, V_{u3}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A

Notes:

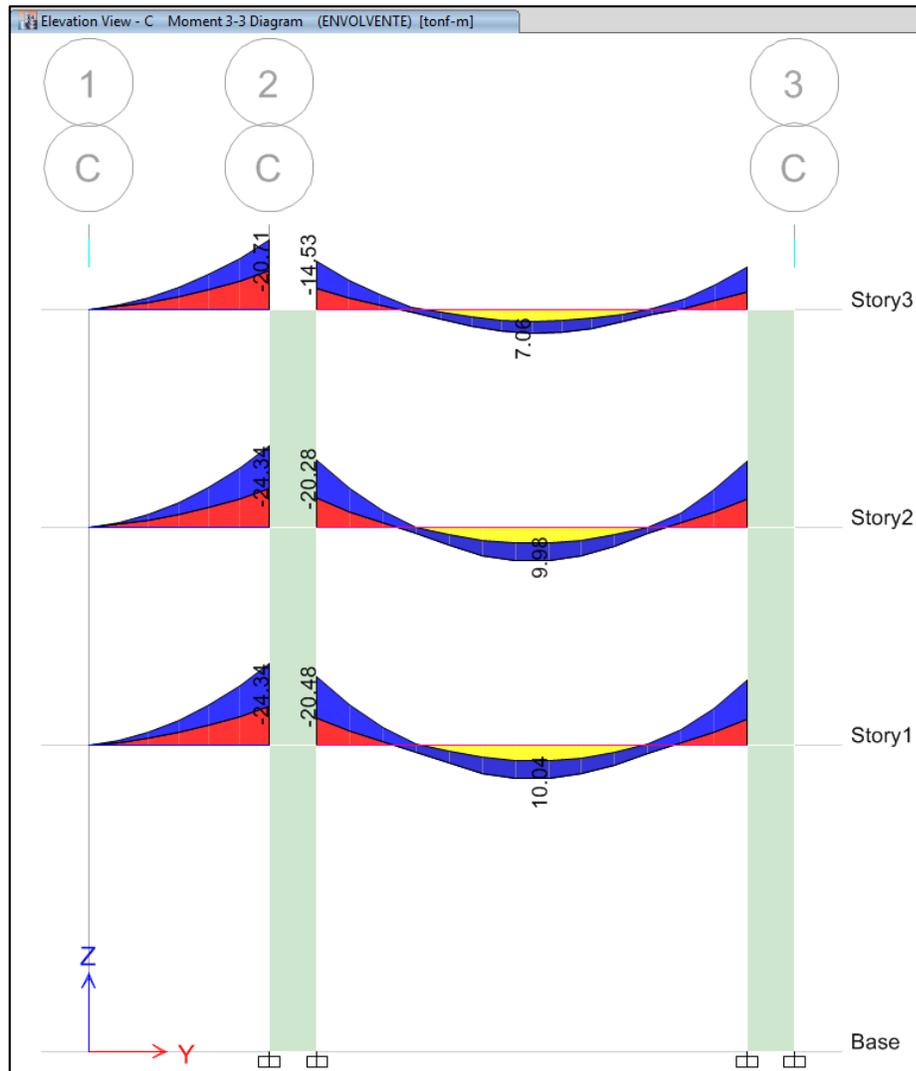
N/A: Not Applicable

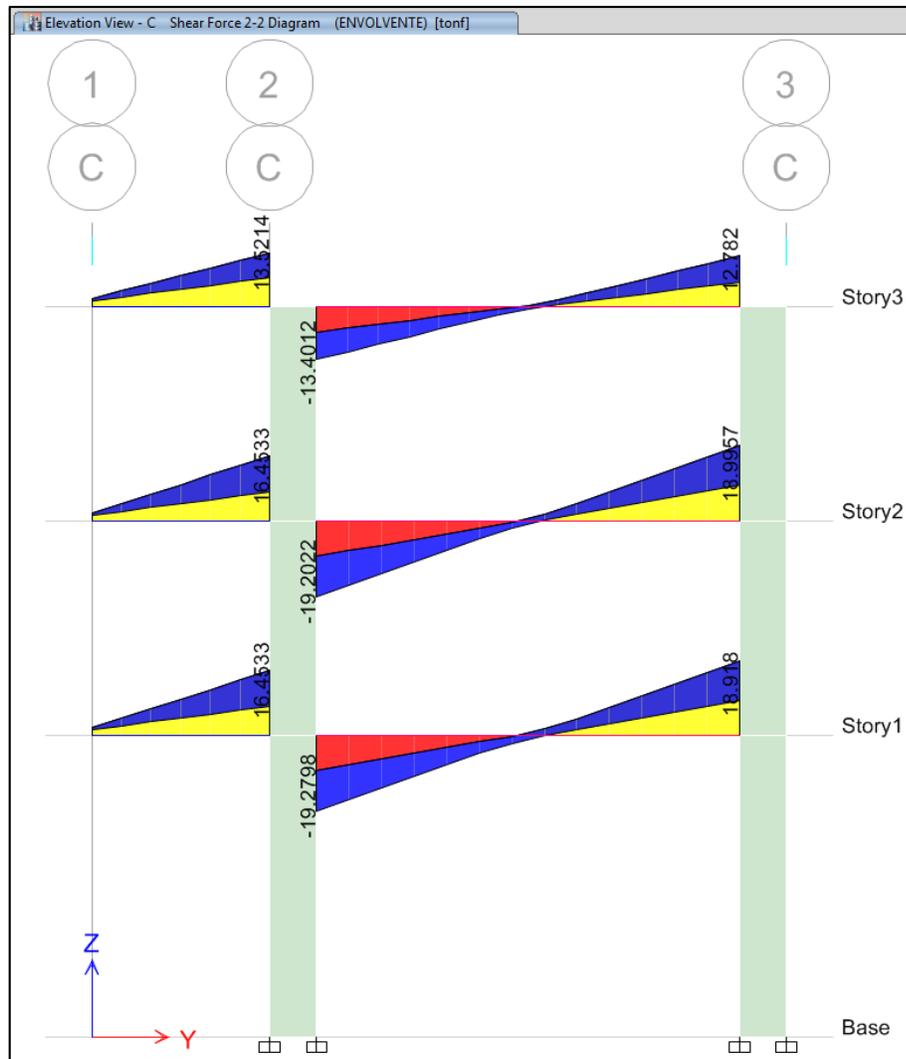
N/C: Not Calculated

N/N: Not Needed

11.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS

Se tiene los diagramas de momentos flectores último en el siguiente pórtico de análisis





Analizando la Viga del Primer Piso, se observa que:

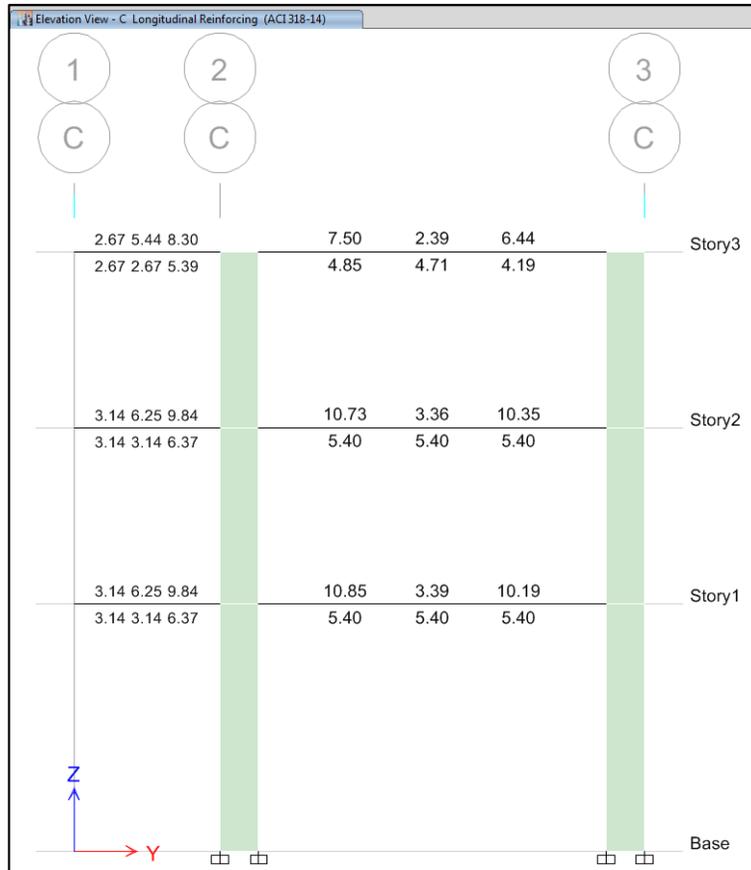
Momento Máximo Positivo= 10.04 ton.m

Momento Máximo Negativo= 20.48 ton.m

Cortante Máxima en el encuentro con el muro=19.28ton

Para el diseño de los elementos viga (Beam) se procederá a hacer uso del diseñador automático del ETABS, mediante el cual se obtienen las áreas de acero requeridas para las vigas:

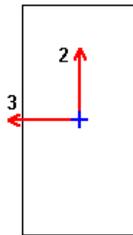
Según el diseñador del ETABS se requiere un área de 10.73cm² para el refuerzo superior de la viga y un área de 5.40cm² para el refuerzo inferior de la viga.



Para la viga del primer piso, tenemos el siguiente reporte:

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Story1	B14	37	V-30x60	ENVOLVENTE	0	6.3	0.834	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b _f (m)	d _s (m)	d _{ct} (m)	d _{cb} (m)
0.3	0.6	0.3	0	0.06	0.06

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173706.57	2100	1	42184.18	42184.18

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.85	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment tonf-m	Design +Moment tonf-m	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-20.48		10.85	0	5.4	10.85
Bottom (-2 Axis)		10.24	0	5.19	5.4	5.4

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

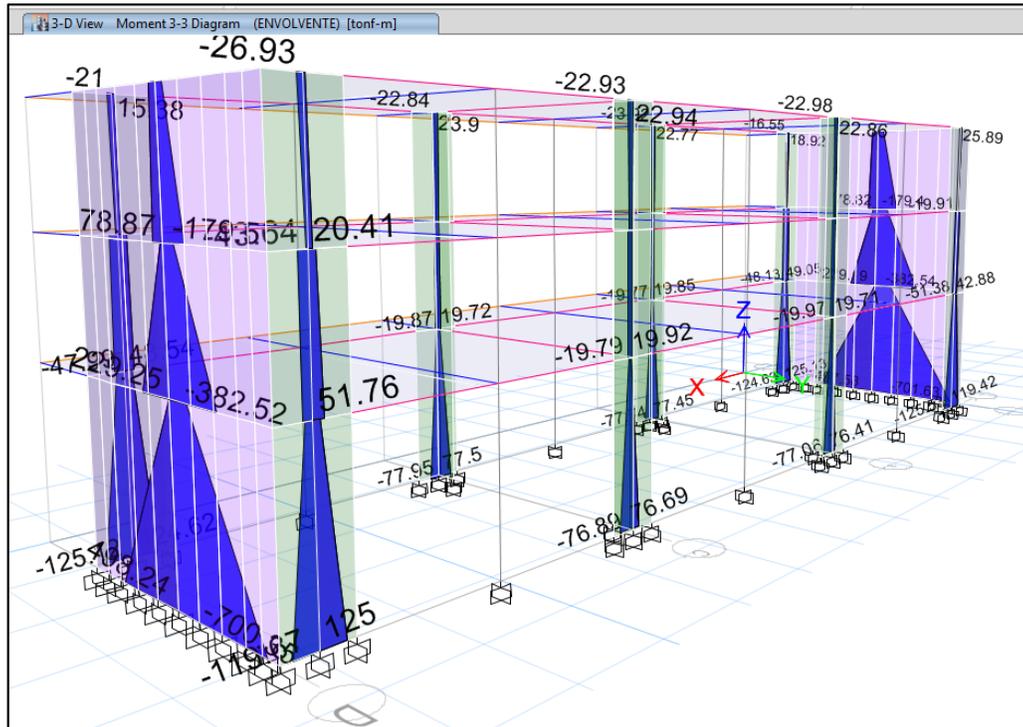
Shear V_{u2} tonf	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v /S cm ² /m
26.018	10.5821	15.4359	6.7382	7.97205

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

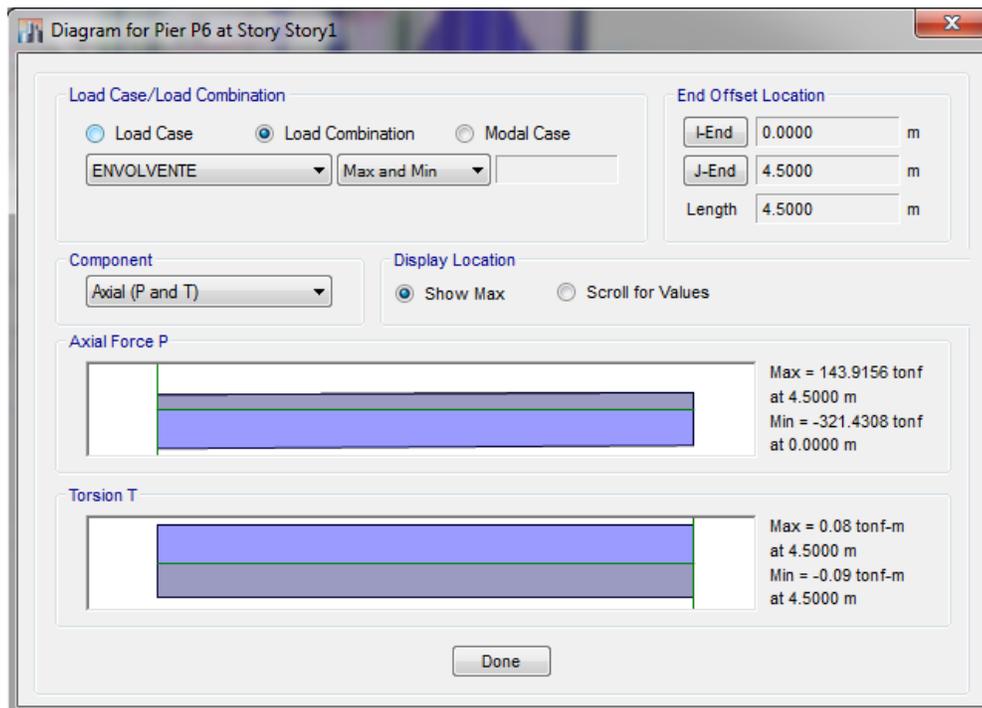
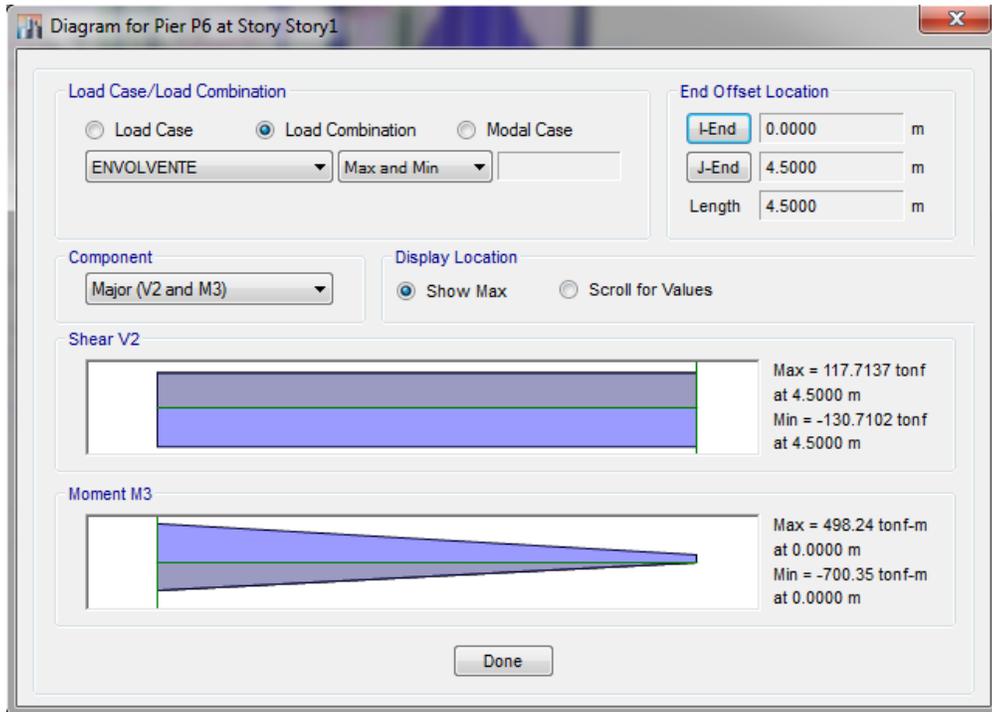
Φ^*T_u tonf-m	Tth tonf-m	Tcr tonf-m	Area A_o cm ²	Perimeter, p_h m	Rebar A_t /s cm ² /m	Rebar A_l cm ²
3.295E-04	0.59	2.35	917.0923	1.4444	0	0

11.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE CONCRETO ARMADO

Tenemos los siguientes diagramas de momentos para las placas:



Analizando el muro de concreto armado más cargado, el cual es el más próximo en la figura:



Para el diseño de los muros de concreto armado o placas se hará uso del diseñador de elementos proporcionado por el mismo software ETABS.

Se procede a modificar las preferencias de diseño para adecuar el código de diseño a nuestra norma vigente

ETABS 2015 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P6	30.6	6.5	7.7	0.25	0.75

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173706.57	2100	1	42184.18	42184.18

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ (m)	Left Y ₁ (m)	Right X ₂ (m)	Right Y ₂ (m)	Length (m)	Thickness (m)
Top	Leg 1	30.6	2.65	30.6	10.35	7.7	0.25
Bottom	Leg 1	30.6	2.65	30.6	10.35	7.7	0.25

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u (tonf)	M_{u2} (tonf-m)	M_{u3} (tonf-m)	Pier A_g (cm ²)
Top	54.09	0.0028	0.0043	ENVOLVENTE	-143.9156	1.97	-142.08	19250
Bottom	94.42	0.0049	0.0043	ENVOLVENTE	-125.2046	-5.63	-700.35	19250

Shear Design

Station Location	ID	Rebar (cm ² /m)	Shear Combo	P_u (tonf)	M_u (tonf-m)	V_u (tonf)	ΦV_c (tonf)	ΦV_n (tonf)
Top	Leg 1	6.25	ENVOLVENTE	-143.9156	-1.55	130.7102	124.8678	246.6747
Bottom	Leg 1	6.25	ENVOLVENTE	-125.2046	498.24	130.7102	127.6745	249.4813

Boundary Element Check (Part 1 of 2)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u (tonf)	M_u (tonf-m)	Stress Comp (tonf/m ²)	Stress Limit (tonf/m ²)	C Depth (m)
Top-Left	Leg 1	0	1.25(CM+CV)+FxSX	295.4433	-88.94	189.48	420	Not Required
Top-Right	Leg 1	0	1.25(CM+CV)+FxSX	0	0	0	0	Not Needed
Bottom-Left	Leg 1	0	1.25(CM+CV)+FxSX	321.4308	-75.88	197.69	420	Not Required
Bottom-Right	Leg 1	0	1.25(CM+CV)+FxSX	321.4308	498.24	368.66	420	1.29462

Boundary Element Check (Part 2 of 2)

C Limit
m

Not Required

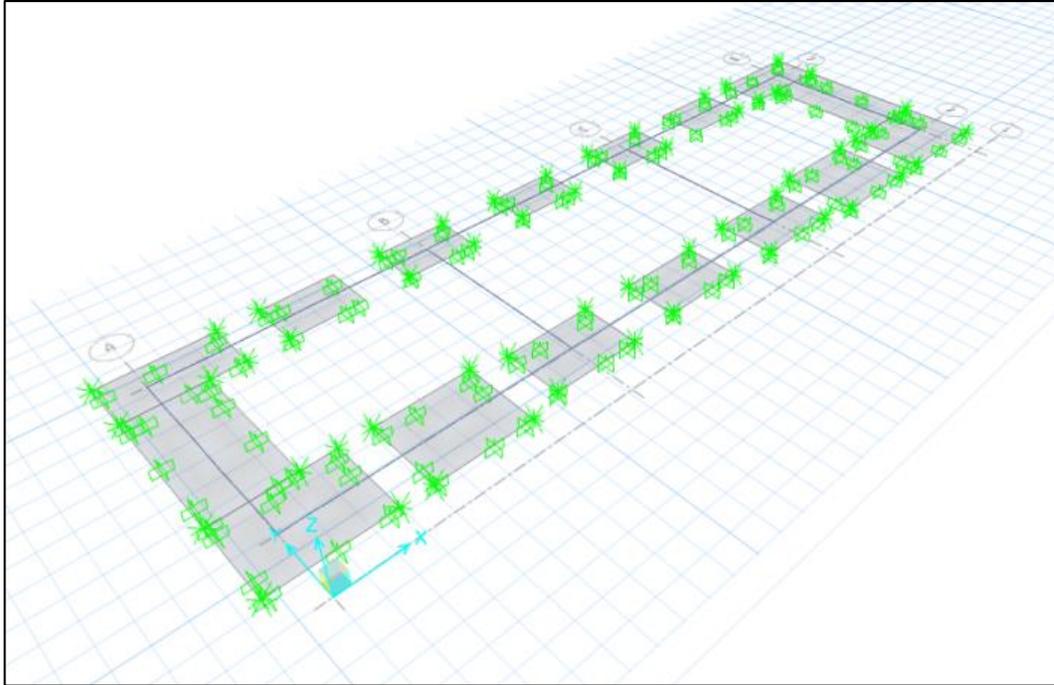
Not Needed

Not Required

1.71111

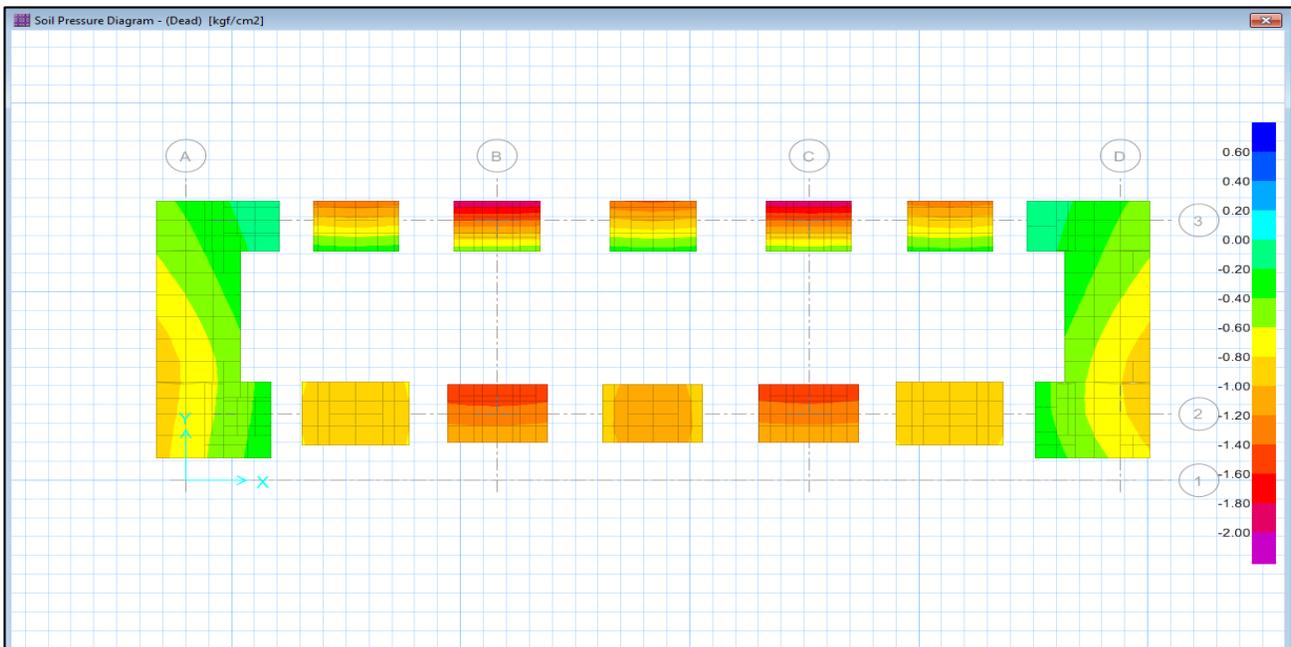
1.1. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación, se hará el uso del software SAFE de la misma empresa Computer & Structures Inc. En la siguiente figura se muestra la cimentación propuesta:



Para el diseño de la cimentación, se pasa a verificar las presiones en el terreno, cuya capacidad portante fue considerada de 1.55 kg/cm^2 , obteniendo un módulo de balasto de 3.19 kg/cm^3 .

Según el reglamento, para condiciones sísmicas se puede aumentar en un 33% la capacidad portante, por lo que el límite sería 2.06 kg/cm^2 .

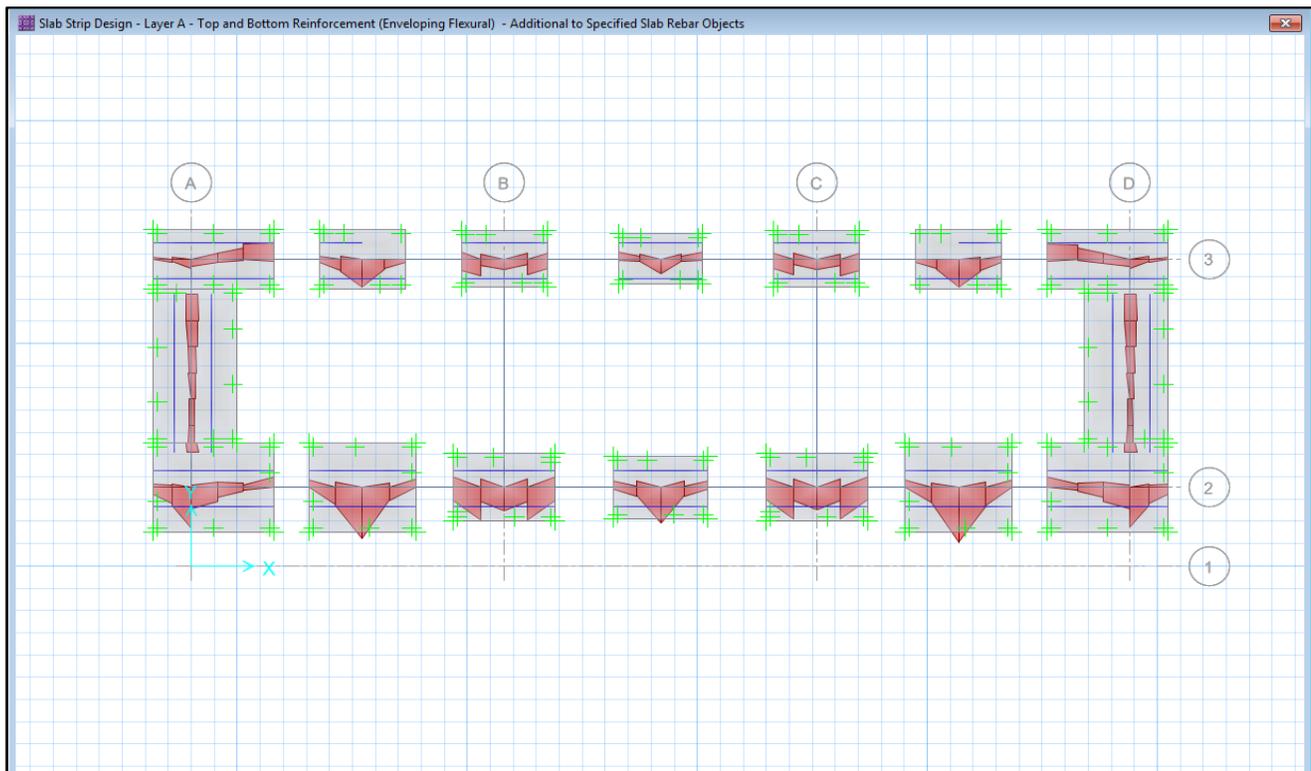


Como se puede observar en la figura anterior, la presión ejercida en el terreno es menor a la Capacidad Portante.

Ahora pasamos al diseño del refuerzo de las zapatas, para esto usamos de las franjas de diseño o strips, que nos permitirán la cantidad de refuerzo a colocar en las zapatas.

Franjas de Diseño:

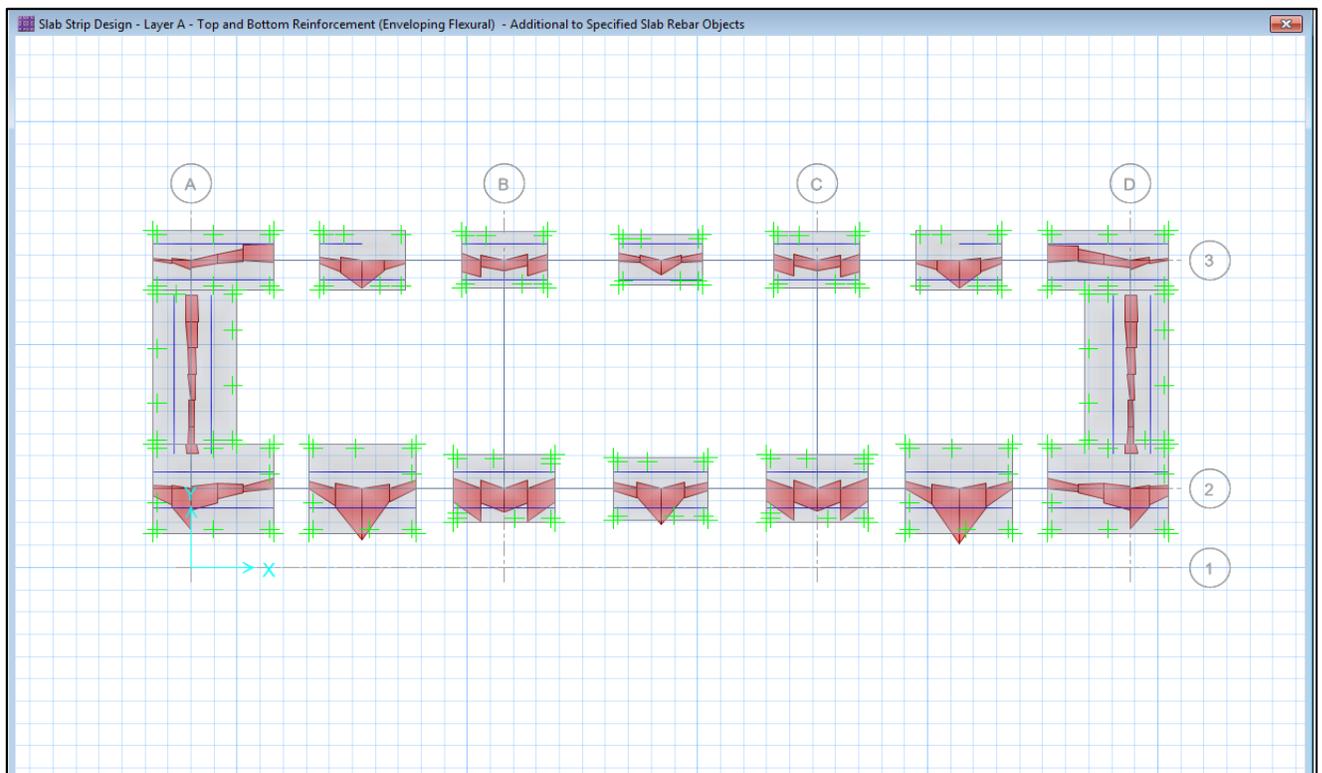
Al ejecutar el diseñador de zapatas del SAFE, obtenemos la siguiente distribución del refuerzo:



Se puede observar que se necesita un refuerzo de 18.6cm² de área de acero por cada metro de zapata, el cual resulta en un refuerzo de 5/8" a cada 15cm.

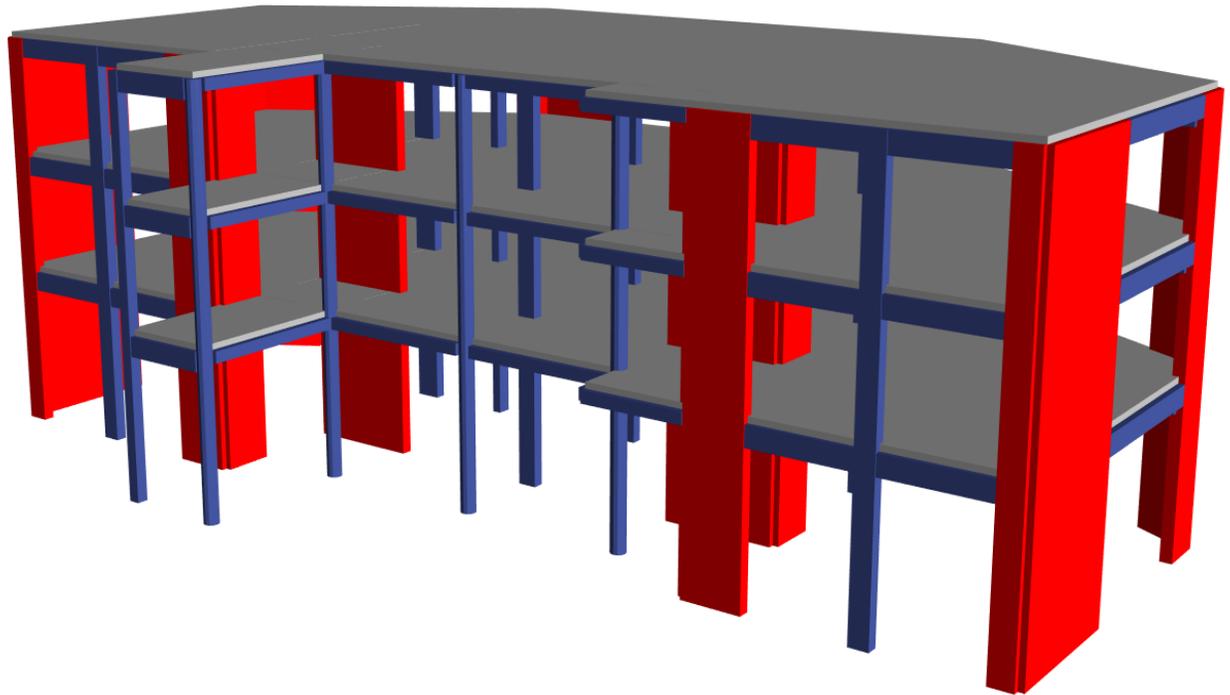
Por lo que el diseño final para las zapatas de las columnas sería una malla inferior bidireccional de 5/8"@0.15m.

Ahora pasamos al diseño del refuerzo en vigas de cimentación, para esto usamos al ejecutor del diseñador de vigas del SAFE, obtenemos la siguiente área de refuerzo se requiere un área de 7.73cm² para el refuerzo superior de la viga y un área de 6.40cm² para el refuerzo inferior de la viga.



MEMORIA DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS
“DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO CHIMBOTE
- ANCASH”

OFICINA ADMINISTRATIVAS



UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROPIETARIO: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

NORMAS: CARGAS E020, DISEÑO SISMORRESISTENTE E030, SUELOS Y CIMENTACIONES E050, CONCRETO ARMADO E060.

FEBRERO 2017

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL.....	3
2. UBICACIÓN	4
3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	4
4. ALCANCES	4
5. REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO	4
6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES	5
7. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	7
8. MODELO ESTRUCTURAL.....	8
9. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	9
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	18
11. ANEXOS.....	19

ÍNDICE DE IMÁGENES

Figura Nº 3: Propiedades del Concreto Armado.....	6
Figura Nº 4: Modelo Tridimensional de la Edificación.....	9
Figura Nº 5: Espectro de Aceleración E030	10
Figura Nº 6: Espectro de Diseño en el programa ETABS (SX y SY)	11
Figura Nº 7: Casos de Carga Sísmica – Análisis Dinámico en el ETABS	12
Figura Nº 8: Principales Modos en X y modo Y.....	13
Figura Nº 9: Distorsiones calculadas en el ETABS	16
Figura Nº 10: Distorsiones elásticas calculadas en el ETABS	17

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAS

“DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO CHIMBOTE - ANCASH”

1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

El presente proyecto comprende el diseño estructural del Auditorio de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil ubicada en ubicada dentro del Campus Universitario No 01 de la Universidad Nacional del Santa. Específicamente el área donde se construirá dicho pabellón se encuentra al costado del Pabellón de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería en Energía.

La estructura a cimentar está conformada por una edificación aporticada: uno de ellos se denominara Área Administrativa que consta de tres pisos. La estructura está conformada por pórticos, placas o muros de corte, vigas, losas aligeradas y escaleras.

El Área Administrativa consta en el primer piso subdividido en:

1º NIVEL

1. Almacén.
2. SSHH. Hombres y Mujeres.
3. Cubículos de Docentes.
4. Secretaría.
5. Dirección.
6. Sala de reuniones.

2º NIVEL

7. Almacén.
8. SSHH. Hombres y Mujeres.
9. Biblioteca Especializada.
10. Museo.
11. Aula de diseño.

3º NIVEL

- 12. Almacén.
- 13. SSHH. Hombres y Mujeres.
- 14. Biblioteca Especializada.
- 15. Centro Confederado.

2. UBICACIÓN

El presente proyecto se ubica en Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia de Santa, Departamento de Ancash.

3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Profesional Responsable: **Jorge Edinson Morillo Trujillo CIP 68738**

El suelo está conformado por depósitos eólicos, constituidos por arena mal graduada (SP), medianamente compacta a compacta, seco a ligeramente húmeda, color beige claro y finos no plásticos. Asimismo, en la superficie de 0.20m a 0.40m presencia de arena mal graduada con raíces. No se registró la presencia del nivel freático.

Del análisis de cimentación se tiene:

Cimientos Continuos:

Si Df = 1.00m y B = 0.60m Capacidad Portante $Q_{adm} = 0.58 \text{ Kg/cm}^2$

Si Df = 1.00m y B = 0.80m Capacidad Portante $Q_{adm} = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$

En pórticos principales:

Zapata Cuadrada, Si Df = 1.70m y B = 1.50m $Q_{adm} = 1.55 \text{ Kg/cm}^2$

Zapata Cuadrada, Si Df = 1.70m y B = 2.00m $Q_{adm} = 1.61 \text{ Kg/cm}^2$

Zapata Rectangular (B/L=0.50), Si Df = 1.70m y B = 1.10m $Q_{adm} = 1.27 \text{ Kg/cm}^2$

Zapata Rectangular (B/L=0.50), Si Df = 1.70m y B = 1.50m $Q_{adm} = 1.33 \text{ Kg/cm}^2$

4. ALCANCES

El Diseño Estructural del “Pabellón de Ingeniería Civil II Etapa – Nuevo Chimbote - Ancash” se basa en criterios de seguridad y funcionalidad. Se trata de tomar en la evaluación todos los elementos resistentes, mostrando la distribución de fierros que deben tener las vigas, columnas, muros para el uso previsto.

5. REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO

Para el desarrollo estructural se ha tomado en cuenta las siguientes normas:

- RNE - Norma E.020: Cargas
- RNE - Norma E.030: Diseño Sismo Resistente
- RNE - Norma E.060: Concreto Armado
- RNE - Norma E.070: Albañilería

6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Se tomaron en cuenta las siguientes propiedades de los materiales

Concreto simple

- Concreto con resistencia a la compresión de 140kg/cm² para el cemento corrido y de 175kg/cm² para el Sobrecimiento.

Concreto armado

- Concreto con resistencia a la compresión de 210kg/cm² para las columnas de confinamiento y las vigas.
- Módulo de Elasticidad = 218819.8kg/cm²
- Módulo de Poisson = $\nu = 0.17$

Refuerzo corrugado.

Deberán cumplir con alguna de las siguientes características:

- Especificación para barras de acero con resaltes para concreto armado (ITINTEC 341.031 /ASTM 615-Grado 60, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$).
- Especificación para barras de acero de baja aleación ASTM 76.

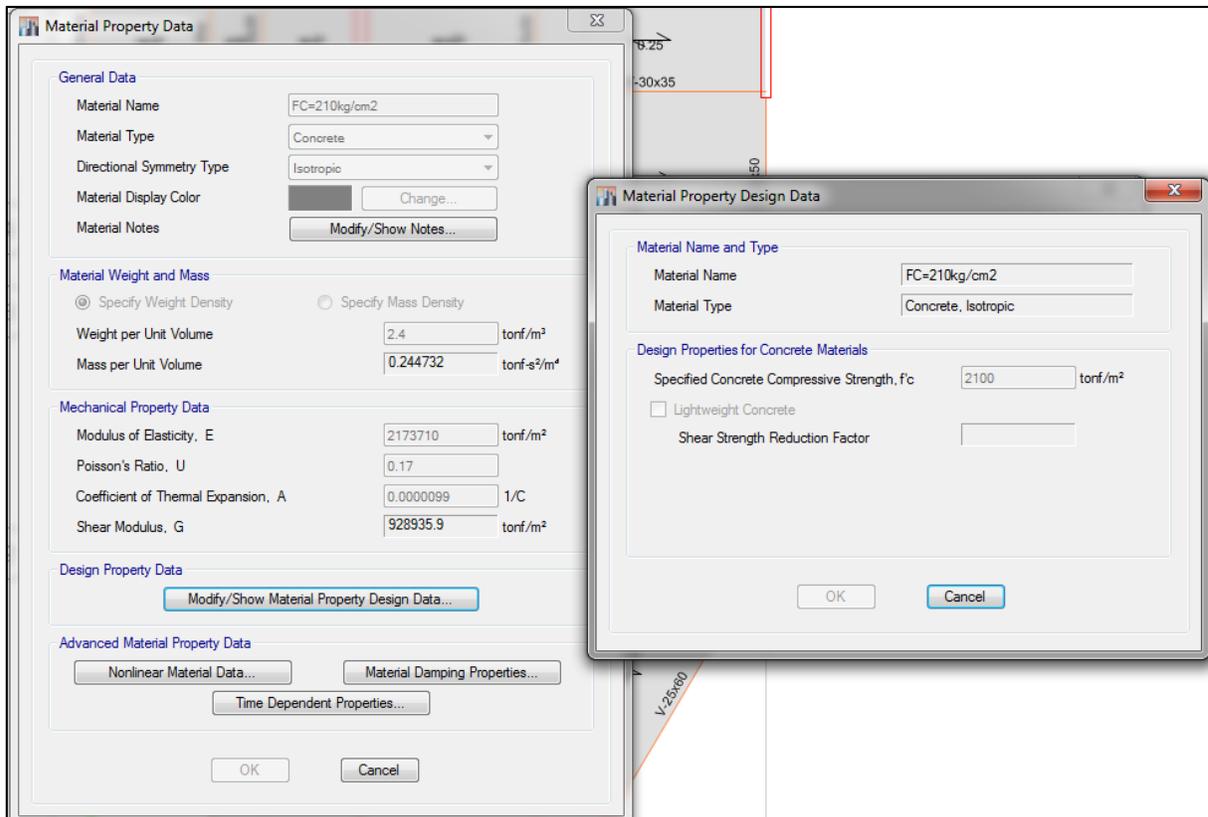


Figura Nº 1: Propiedades del Concreto Armado

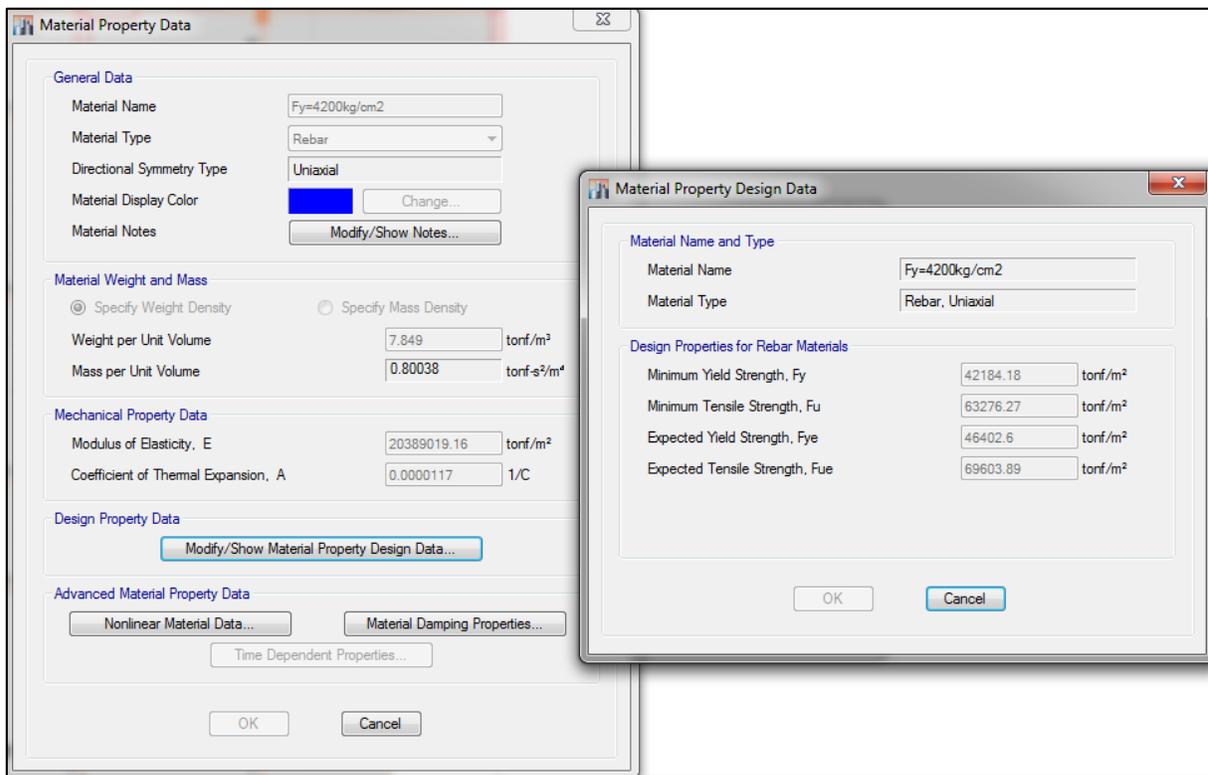


Figura Nº 2: Propiedades del Concreto Armado

7. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

7.1 CARGAS DE DISEÑO

Cargas verticales:

Las cargas permanentes y las sobrecargas son aquellas que indican el RNE, Norma de Cargas E-020.

- **CARGA MUERTA:** considerado como el peso propio de cada elemento de la edificación.

Peso del concreto	=	2400 kg/m ³
Peso del Acabado	=	100 kg/m ²

- **CARGA VIVA:** Se tiene las siguientes cargas

Sobrecarga en los Pisos	=	250 kg/m ²
Sobrecarga en las Escaleras	=	400 kg/m ²
Sobrecarga en el Techo	=	100 kg/m ²

Cargas horizontales:

- **SISMO:** Se ha elaborado de acuerdo a las normas de Diseño Sismo Resistentes E-030, un análisis modal espectral que se describe el procedimiento en el ítem 4.0.

7.2 PARÁMETROS EMPLEADOS EN EL DISEÑO

- Categoría de las edificaciones: Categoría "A" (Edificaciones Esenciales tales como Centros Educativos), factor $U=1.50$
- Suelo de fundación de acuerdo al RNE, el código de Diseño Sismo resistente clasifica como suelo con perfil S2 Suelo Intermedio, con un factor $S=1.05$.
- Ubicación de la obra, depende de la zona sísmica donde está ubicada la edificación, por estar en la provincia de Santa y departamento de Ancash, clasificado como zona 4 y factor de zona $Z=0.45$.
- Factor de ductilidad o coeficiente de reducción de la respuesta $R_o=6$ para un sistema estructural de muros estructurales.
- Procedimiento constructivo, se considera aquella que sea adecuada para la mano de obra y equipos accesibles a la obra.
- Calidad y disponibilidad de materiales: Se adoptan los materiales adecuados y óptimos para la zona cuya economía, calidad y rendimiento son los idóneos para el acabado final del proyecto.

7.3 COMBINACIONES DE CARGA

Las resistencias requeridas últimas (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (S_x , S_y), será como mínimo la mayor de las que resulten al hacer las siguientes combinaciones según el reglamento:

- $1.4CM+1.7CV$

- $1.25(CM+CV)\pm S_x$
- $1.25(CM+CV)\pm S_y$
- $0.9CM\pm S_x$
- $0.9CM\pm S_y$

En donde:

- CM: Carga muerta
- CV: Carga viva en la Losa
- S_x, S_y : Cargas de sismo en dirección "x" e "y" respectivamente.

7.4 BASES DE DISEÑO

- Diseño por condiciones de resistencia
- Diseño por condiciones de servicio.

8. MODELO ESTRUCTURAL

Es necesario crear un modelo con un número de masas que simule el comportamiento real de la estructura. La masa del sistema estructural, la cual puede ser calculada con razonable precisión, se considera concentrada en los pisos.

El diseño estructural se ha efectuado para el máximo efecto de las cargas sobre cada uno de los elementos empleando las combinaciones y los esfuerzos permisibles de las especificaciones del reglamento, además se ha escogido el valor máximo de las combinaciones de carga que señala el mismo.

Mediante el programa de análisis estructural ETABS 2015, se realizó el análisis sísmico tridimensional, considerando las losas de los pisos como diafragmas rígidos con tres grados de libertad para cada piso, dos traslaciones y una rotación. Para realizar este análisis se ha tenido en cuenta lo siguiente:

- La cimentación se considera empotrada en el suelo.
- Se analiza la estructura a flexión, corte, compresión, etc.

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDO - ACELERACIONES (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

SOLO COMPLETAR LAS LISTAS DESPLEGABLES Y CASILLAS DISPONIBLES

RESUMEN

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R ₀	6	6
U	1.50	I _a	1.00	1.00
S	1.05	I _p	1.00	1.00
T _p	0.60	R	6	6
T _L	2.00	g	9.81 m/s ²	

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	2.897	2.897
2.50	0.02	2.897	2.897
2.50	0.04	2.897	2.897
2.50	0.06	2.897	2.897
2.50	0.08	2.897	2.897
2.50	0.10	2.897	2.897
2.50	0.12	2.897	2.897
2.50	0.14	2.897	2.897
2.50	0.16	2.897	2.897
2.50	0.18	2.897	2.897
2.50	0.20	2.897	2.897
2.50	0.25	2.897	2.897
2.50	0.30	2.897	2.897
2.50	0.35	2.897	2.897
2.50	0.40	2.897	2.897
2.50	0.45	2.897	2.897
2.50	0.50	2.897	2.897
2.50	0.55	2.897	2.897
2.50	0.60	2.897	2.897
2.31	0.65	2.674	2.674
2.14	0.70	2.483	2.483
2.00	0.75	2.318	2.318
1.88	0.80	2.173	2.173
1.76	0.85	2.045	2.045
1.67	0.90	1.931	1.931
1.58	0.95	1.830	1.830
1.50	1.00	1.738	1.738
1.36	1.10	1.580	1.580
1.25	1.20	1.449	1.449
1.15	1.30	1.337	1.337
1.07	1.40	1.242	1.242
1.00	1.50	1.159	1.159
0.94	1.60	1.086	1.086
0.88	1.70	1.022	1.022
0.83	1.80	0.966	0.966
0.79	1.90	0.915	0.915
0.75	2.00	0.869	0.869
0.59	2.25	0.687	0.687
0.48	2.50	0.556	0.556
0.40	2.75	0.460	0.460
0.33	3.00	0.386	0.386
0.19	4.00	0.217	0.217
0.12	5.00	0.139	0.139
0.08	6.00	0.097	0.097
0.06	7.00	0.071	0.071
0.05	8.00	0.054	0.054
0.04	9.00	0.043	0.043
0.03	10.00	0.035	0.035

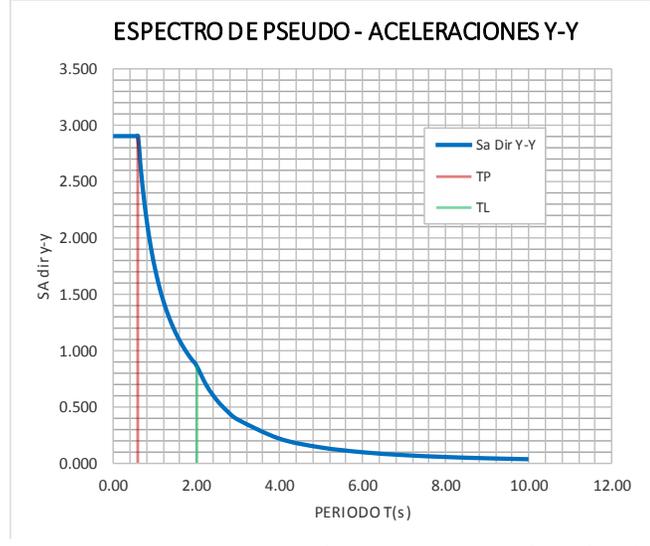
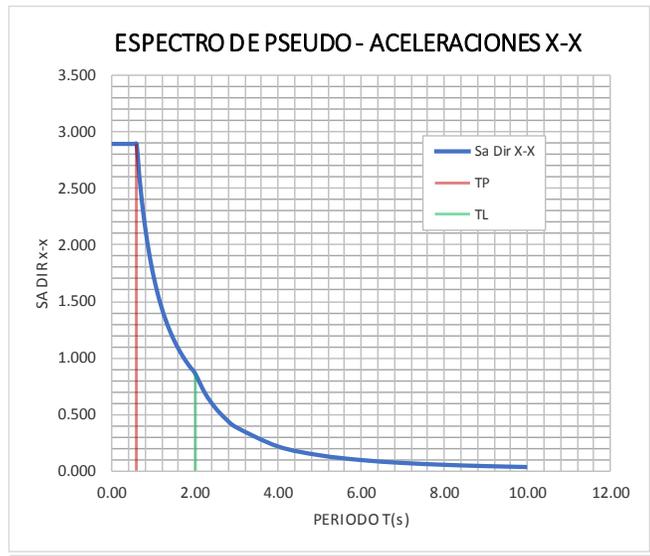


Figura N° 4: Espectro de Aceleración E030

En el modelo, tenemos el siguiente espectro para Sx y para Sy:

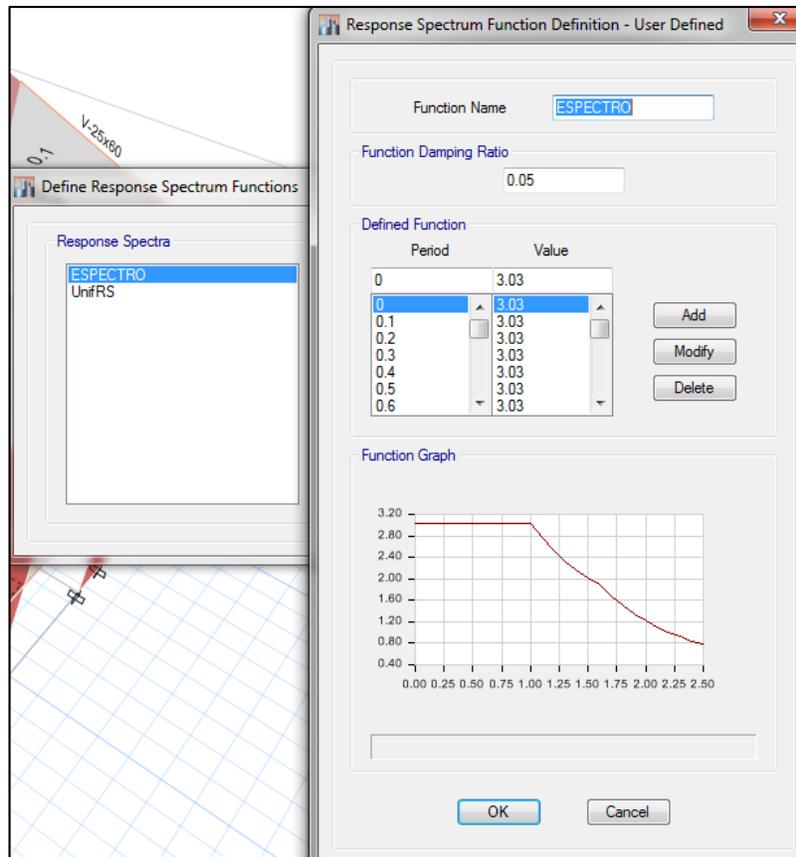


Figura N° 5: Espectro de Diseño en el programa ETABS (SX y SY)

9.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Coeficiente basal: En Eje X $\frac{ZxUxSxC}{R} * g=3.03$, En Eje Y $\frac{ZxUxSxC}{R} * g=3.03$

Cortante: Coeficiente Basal x Peso

Dado que las fuerzas del análisis estático son similares y en casos menores a las del análisis dinámico, se consideró solo las del análisis dinámicos. Pues la norma expone para estructuras irregulares que cuando los resultados de la cortante del análisis dinámico sean menores al 90% del análisis estático, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

9.3. ANÁLISIS DINÁMICO

4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

4.6.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

4.6.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

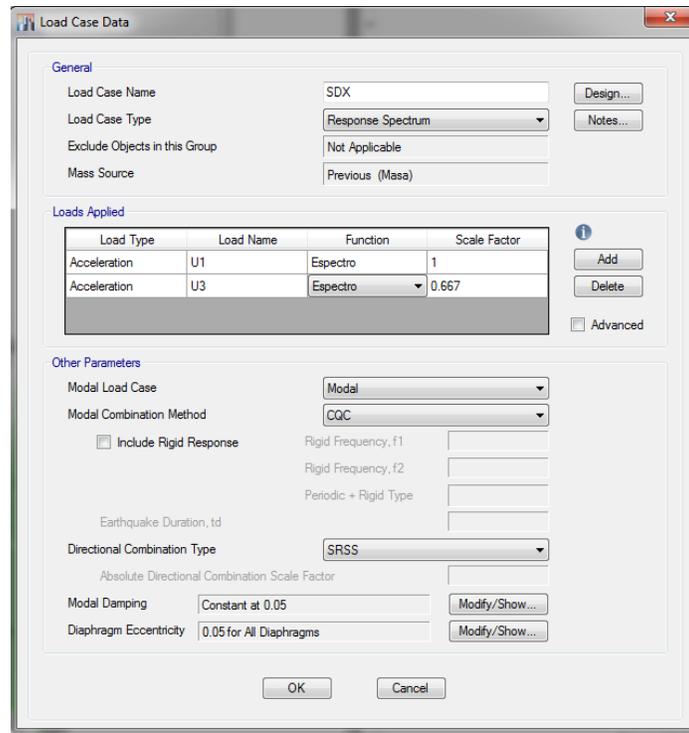


Figura N° 6: Casos de Carga Sísmica – Análisis Dinámico en el ETABS

9.4. MODOS DE VIBRACIÓN

Tenemos como principal modo de vibración en la dirección X de 0.23 seg y en la dirección Y de 0.206 seg, teniendo considerable porcentaje de participación de masa modal, 77.6% para el principal modo en X y 76.41% en el principal modo en Y.

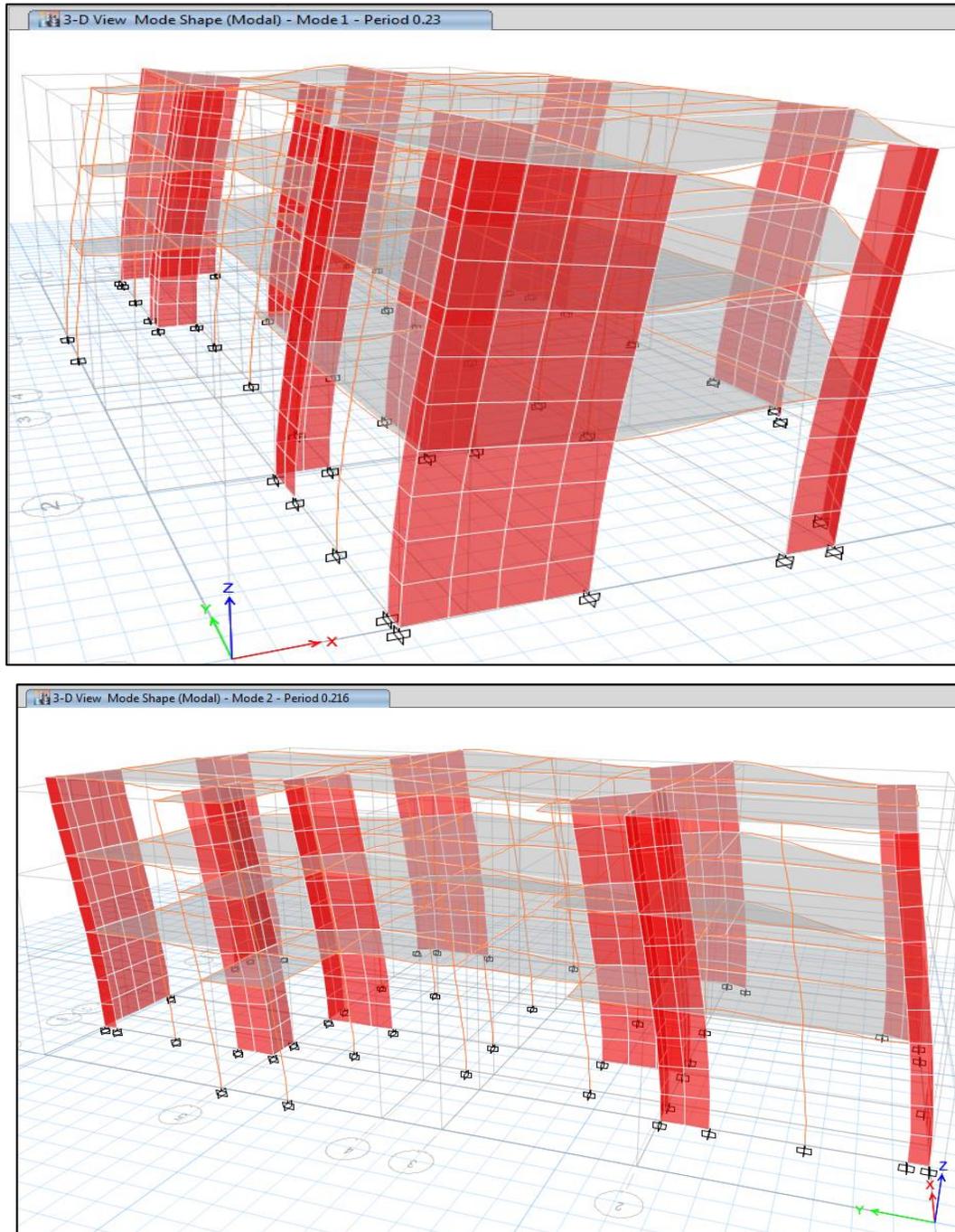


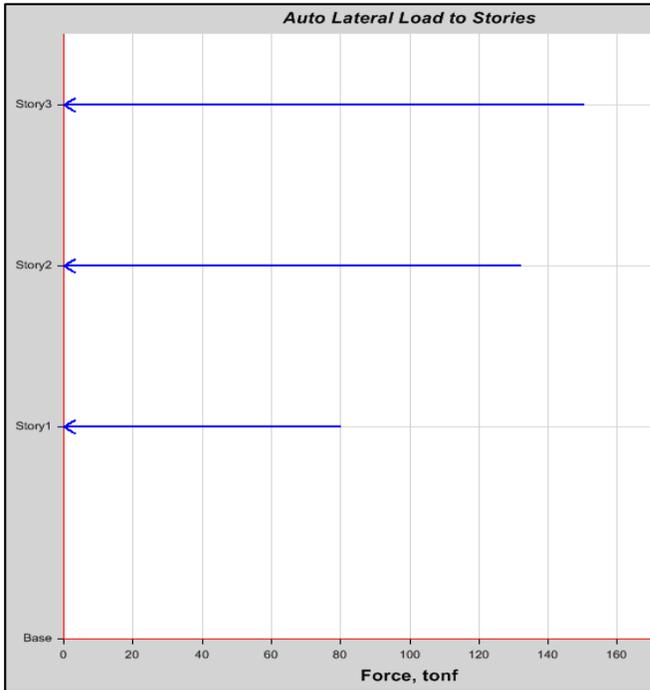
Figura Nº 7: Principales Modos en X y modo Y

El porcentaje total de masa que se llegó usando 9 modos llega a casi el 100%, superando de esta forma al 90% mínimo indicado en la norma E030 de Diseño Sismorresistente del RNE.

9.5. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

En el software ETABS se obtienen las siguientes fuerzas sísmicas en el análisis estático

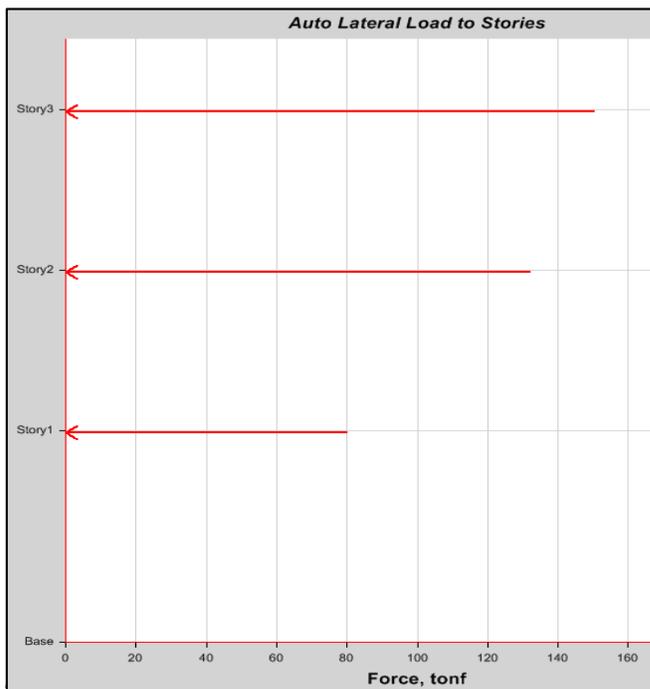
Para el Sismo en la Dirección X se tiene:



Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	10.6	Top	150.6616	0
Story2	7.4	Top	132.3115	0
Story1	4.2	Top	80.148	0
Base	0	Top	0	0

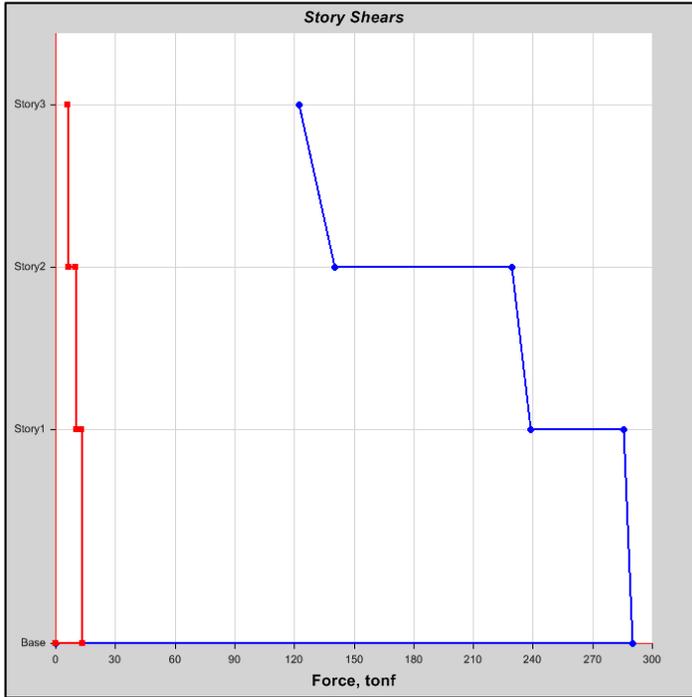
Para el Sismo en la Dirección Y se tiene:



Story Response Values

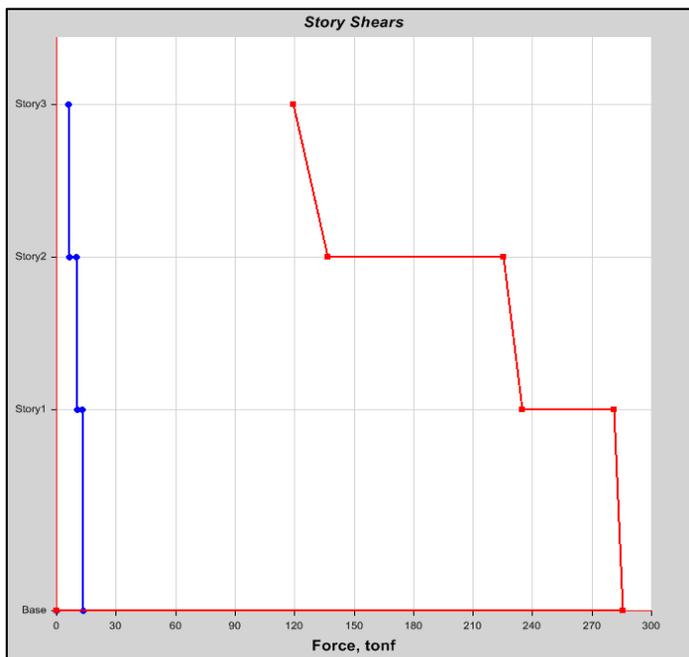
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	10.6	Top	0	150.6616
Story2	7.4	Top	0	132.3115
Story1	4.2	Top	0	80.148
Base	0	Top	0	0

Mientras que para la fuerza cortante en la base según el análisis modal espectral, se tienen los siguientes reportes:



Story Response Values SX

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story3	10.6	Top	122.3641	5.7894
		Bottom	140.1142	6.5341
Story2	7.4	Top	229.1565	10.0381
		Bottom	239.0373	10.4728
Story1	4.2	Top	285.4698	12.9073
		Bottom	289.9041	13.2019
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



Story Response Values

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story3	10.6	Top	5.8117	119.297
		Bottom	6.5775	137.0131
Story2	7.4	Top	10.0936	225.1427
		Bottom	10.5331	235.0434
Story1	4.2	Top	12.9202	280.8657
		Bottom	13.2019	285.3255
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

El análisis sísmico dinámico por superposición modal y el análisis estático nos dan los siguientes valores:

	Edificio		
	Vdinámico	Vestático	Vdin/Vest
SX	289.90	363.12	79.84%
SY	285.33	363.12	78.58%

Debido a que la cortantes dinámicas no superan el 90% del cortante estático, se procederá a escalar las fuerzas halladas en análisis modal espectral.

Factor de Escala para el Cortante en el Sismo de Dirección X = 1.13

Factor de Escala para el Cortante en el Sismo de Dirección Y = 1.15

9.6. CONTROL DE DERIVAS PARA LA EDIFICACIÓN

DIRECCION SX

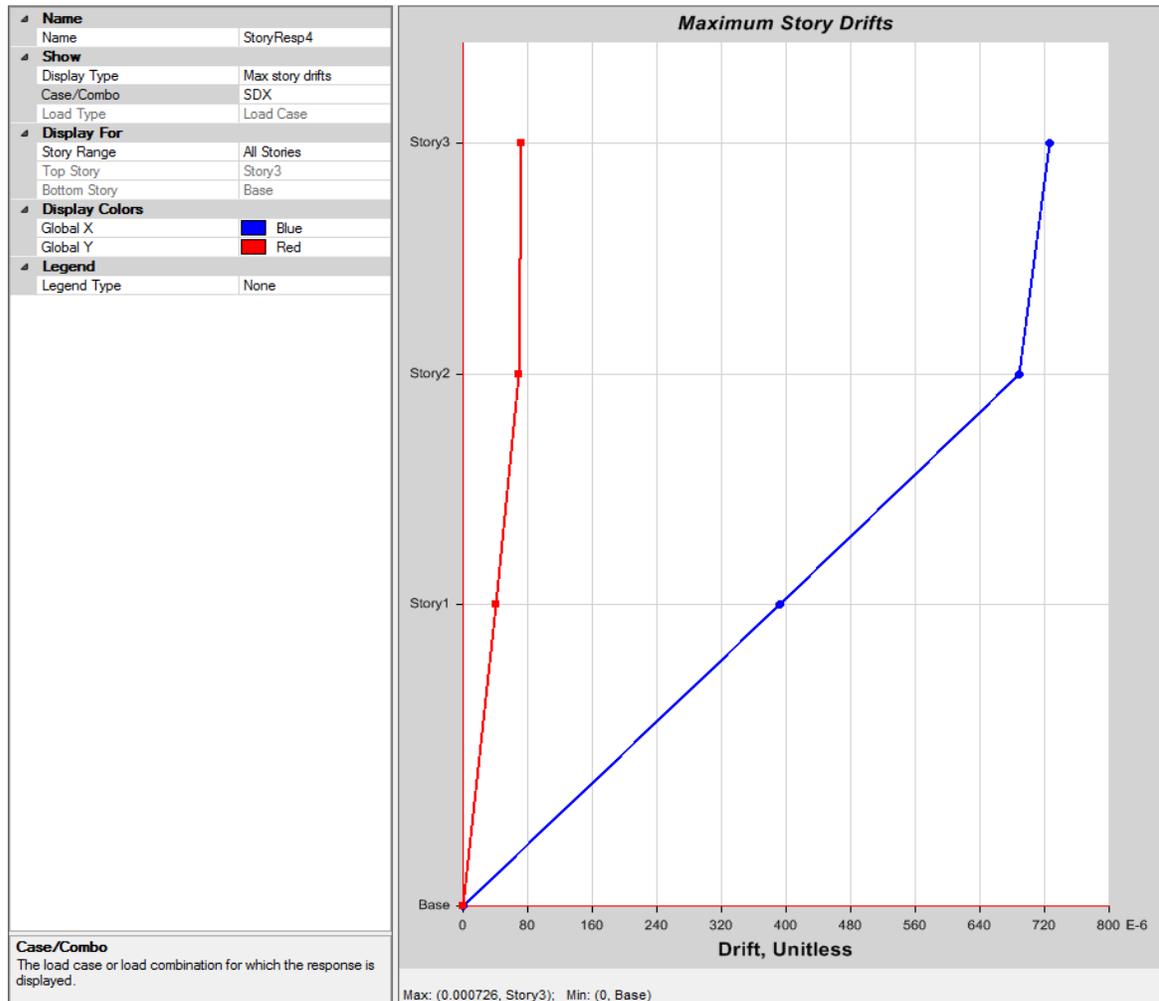


Figura Nº 8: Distorsiones calculadas en el ETABS

Y haciendo un análisis de distorsiones de cada piso, vemos que la estructura si verifica los límites.

Story	Load Case	Max Drift	Distorsión Real	E030 Limite	Verificación
PISO 3	SX	0.000726	0.004356	0.007	Ok
PISO 2	SX	0.000689	0.003534	0.007	Ok
PISO 1	SX	0.000393	0.002358	0.007	Ok

DIRECCIÓN SY

La norma E030 establece un límite de deriva de 0.007 para el sistema de concreto armado.

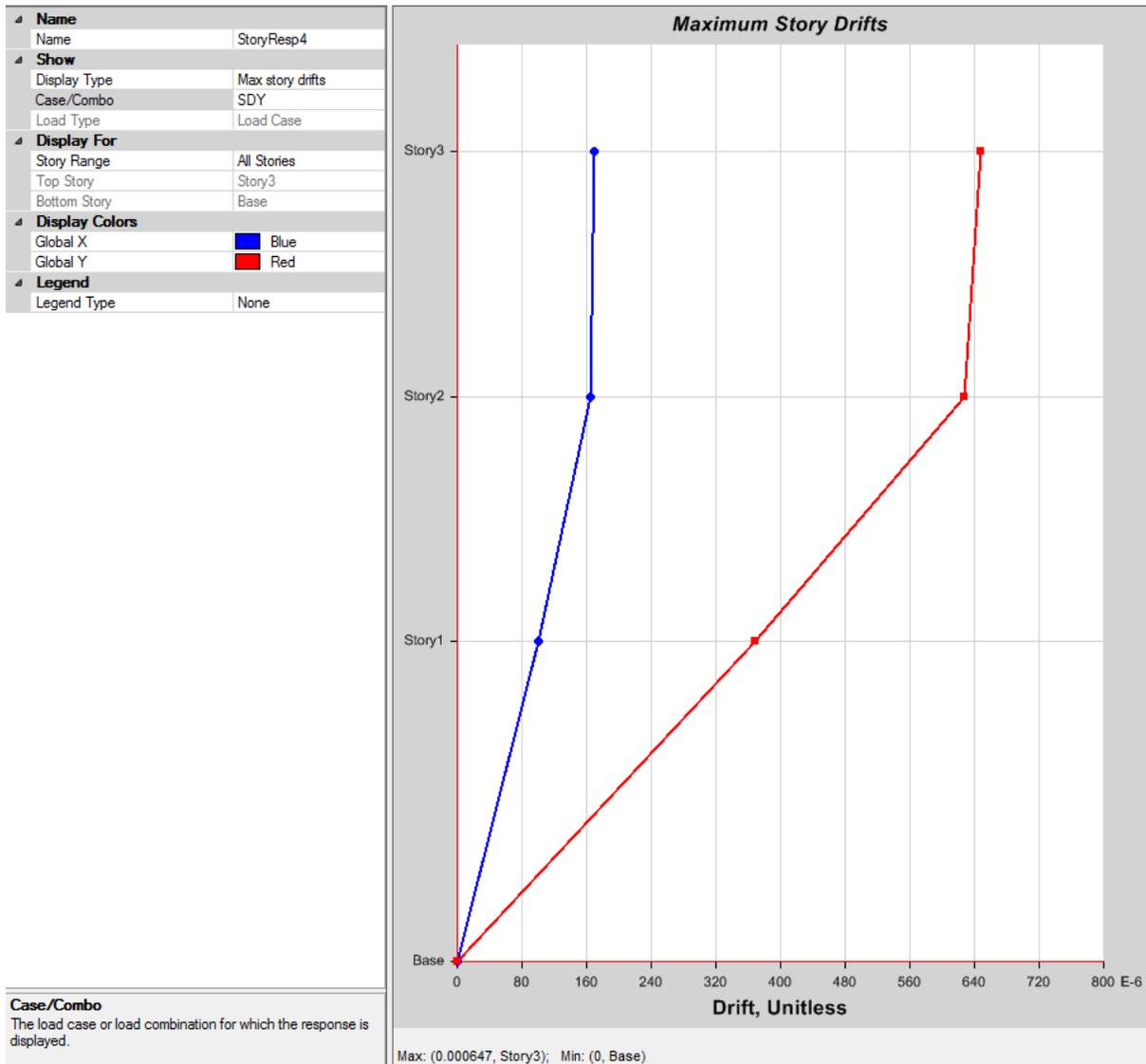


Figura Nº 9: Distorsiones elásticas calculadas en el ETABS

Story	Load Case	Max Drift	Distorsión Real	E030 Limite	Verificación
PISO 3	S	0.000647	0.003882	0.007	Ok
PISO 2	SY	0.000628	0.003768	0.007	Ok
PISO 1	SY	0.000368	0.002208	0.007	Ok

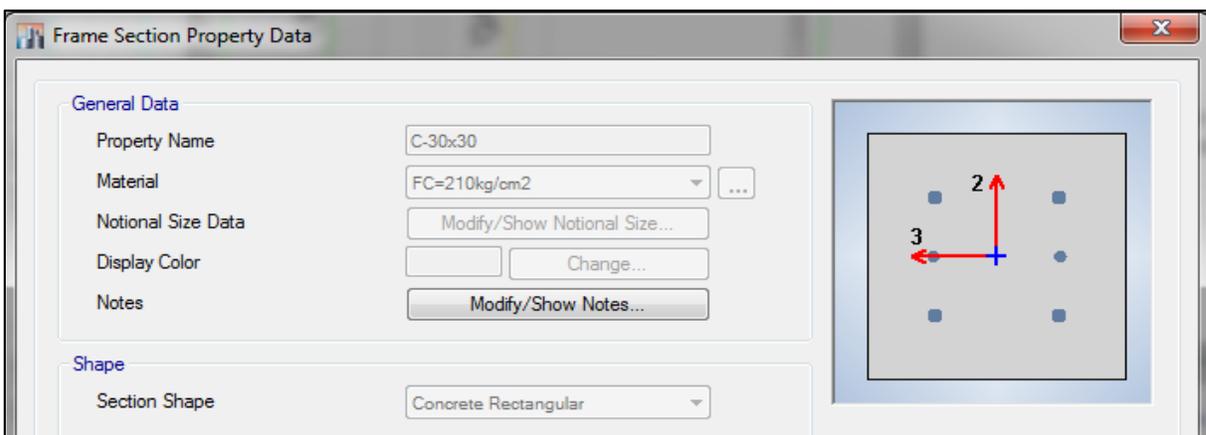
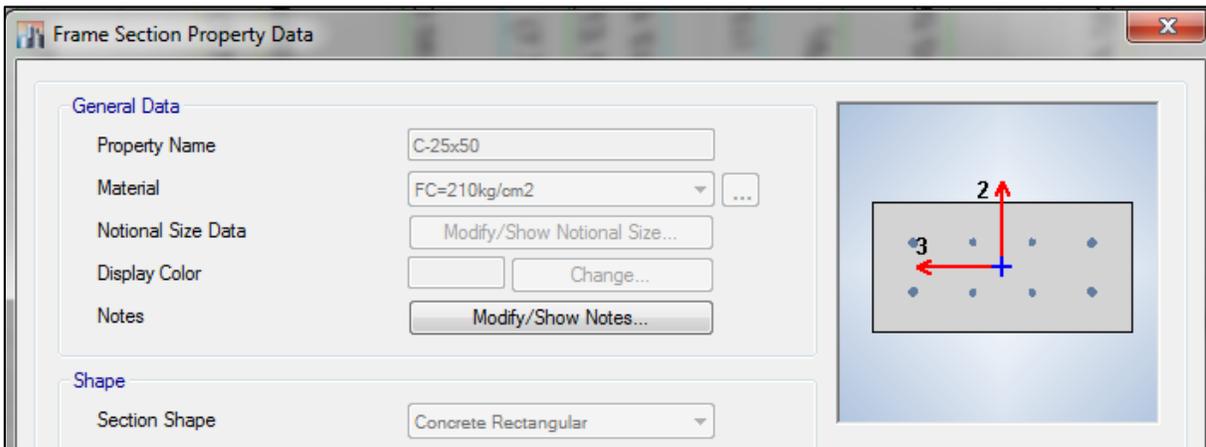
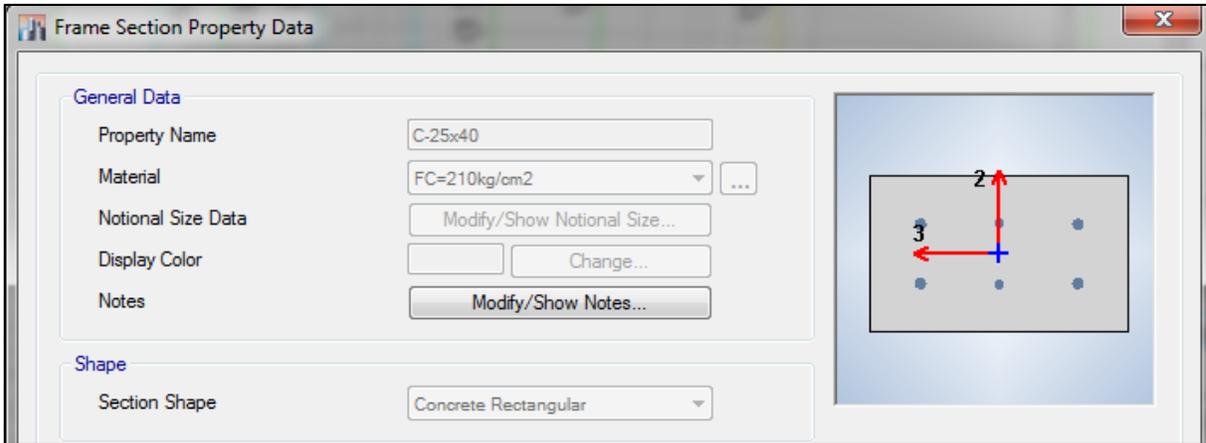
Estos valores también cumplen los requerimientos establecidos en la norma E030.

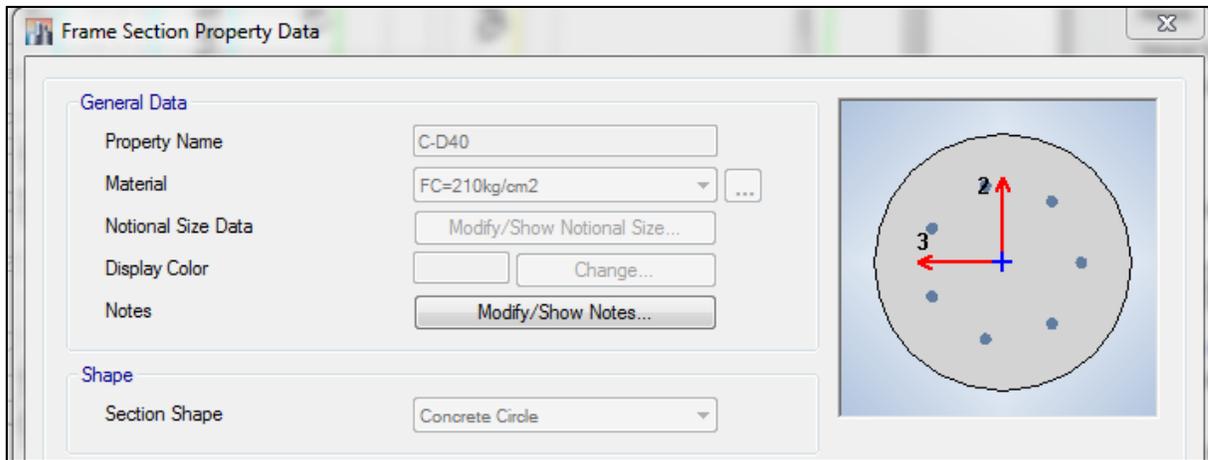
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La estructura está cumpliendo con las distorsiones máximas permisibles por la norma del RNE E-030 ($D_{max}=0.007$, para el sistema de concreto armado)
- Las losas aligeradas deberán tener el refuerzo según se muestran en la presente memoria de cálculo y planos (ver anexos).
- Las columnas y vigas deberán tener el refuerzo según se muestran en la presente memoria de cálculo y planos (ver anexos).
- Todas las especificaciones de longitudes de doblado y anclaje, se presentan en los cuadros de detalle de los planos según corresponda.
- En caso de encontrar incompatibilidades entre el diseño estructural y la realidad en obra ponerse en contacto con el ingeniero estructural.

De acuerdo a estas procedemos distribuir los refuerzos en la sección, para luego evaluar sus capacidades.

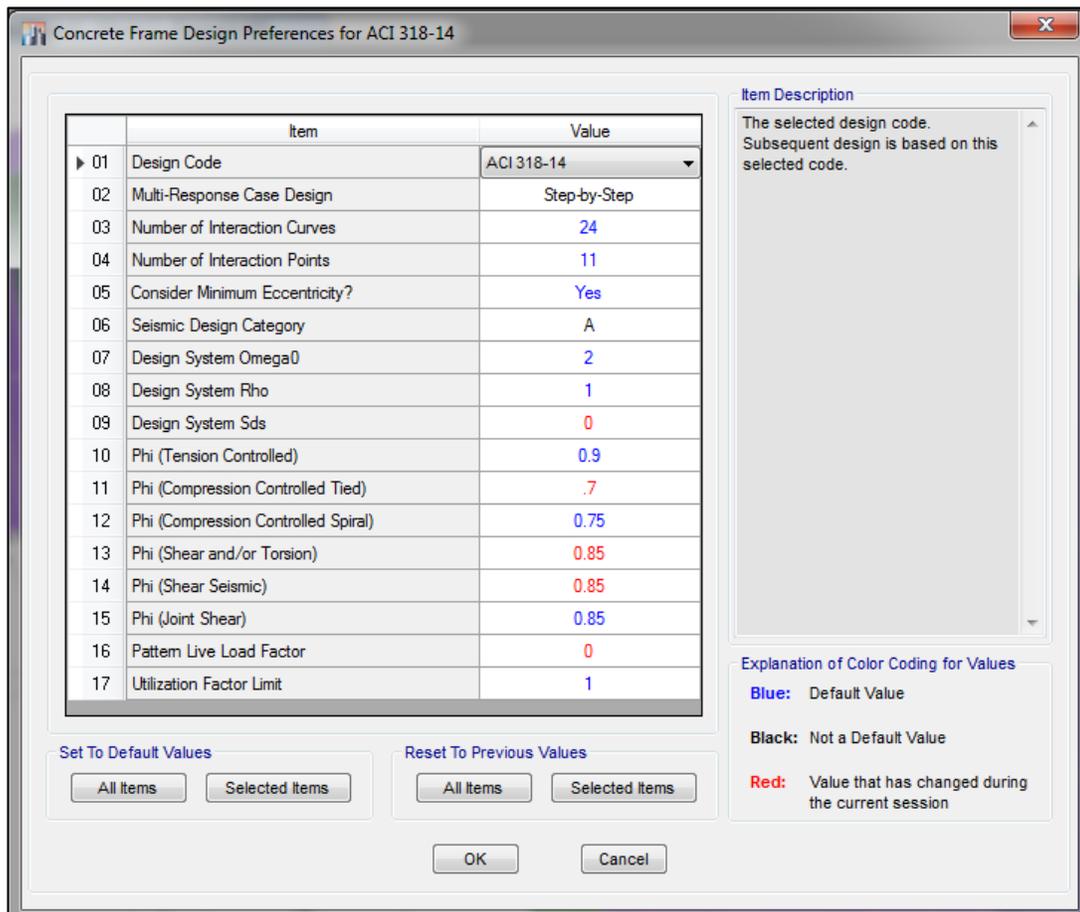
C 25x40:	10.00cm ²	Se colocaran 4 varillas de 5/8" + 2 varillas de 1/2"
C 25x50:	12.50cm ²	Se colocaran 4 varillas de 5/8" + 4 varillas de 1/2"
C 30x30:	9.00cm ²	Se colocaran 4 varillas de 5/8" + 2 varillas de 1/2"
C 70x30:	21.00cm ²	Se colocaran 12 varillas de 5/8"
C D=40:	12.57cm ²	Se colocaran 7 varillas de 5/8"



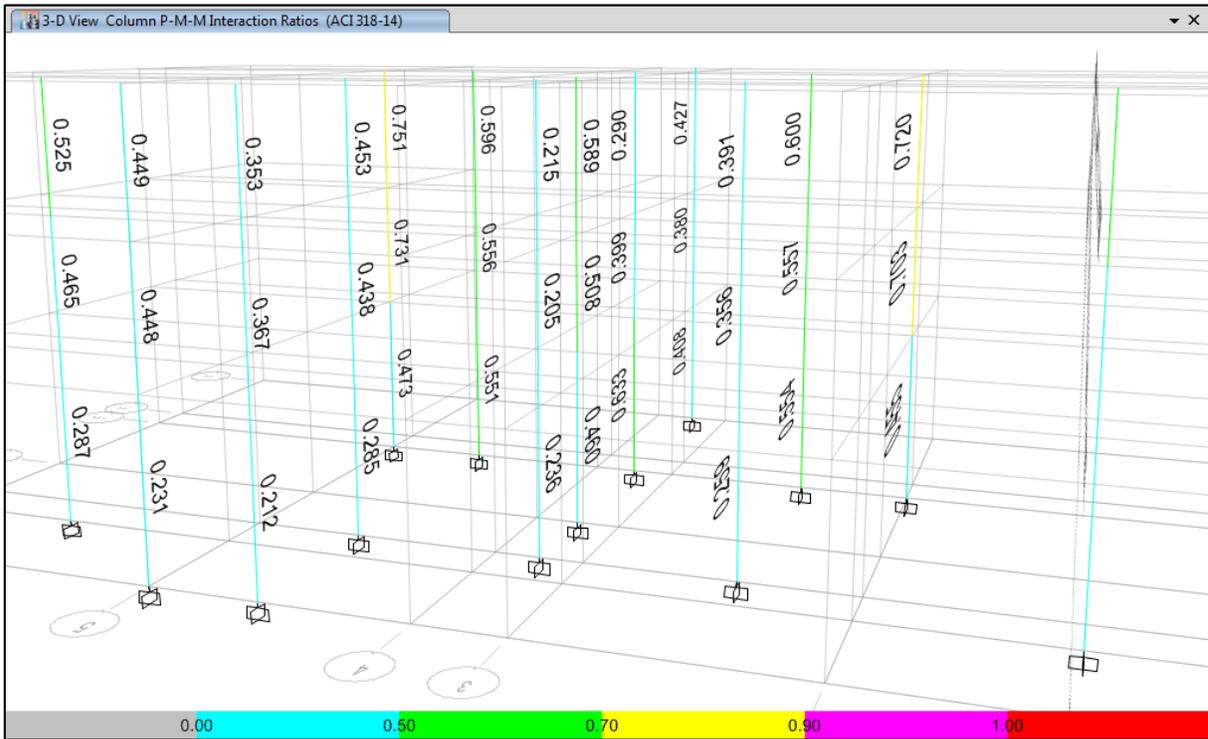


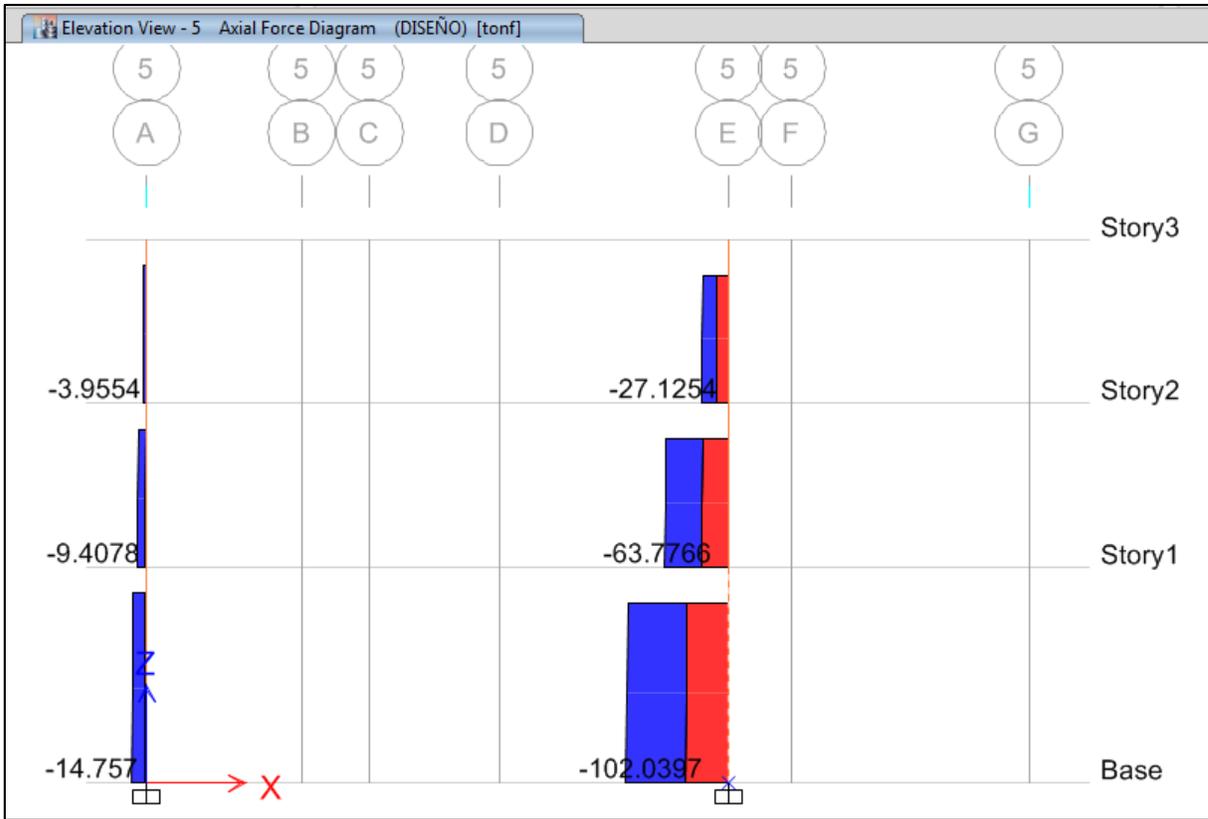
Para el diseño de las columnas usó del diseñador de elementos proporcionado por el mismo software ETABS.

Previamente, antes de diseñar las columnas con el diseñador de elementos del ETABS, el cual no tiene nuestro código de diseño (RNE – E060 Concreto Armado), se procedió a adecuarlo de acuerdo a nuestros requerimientos.

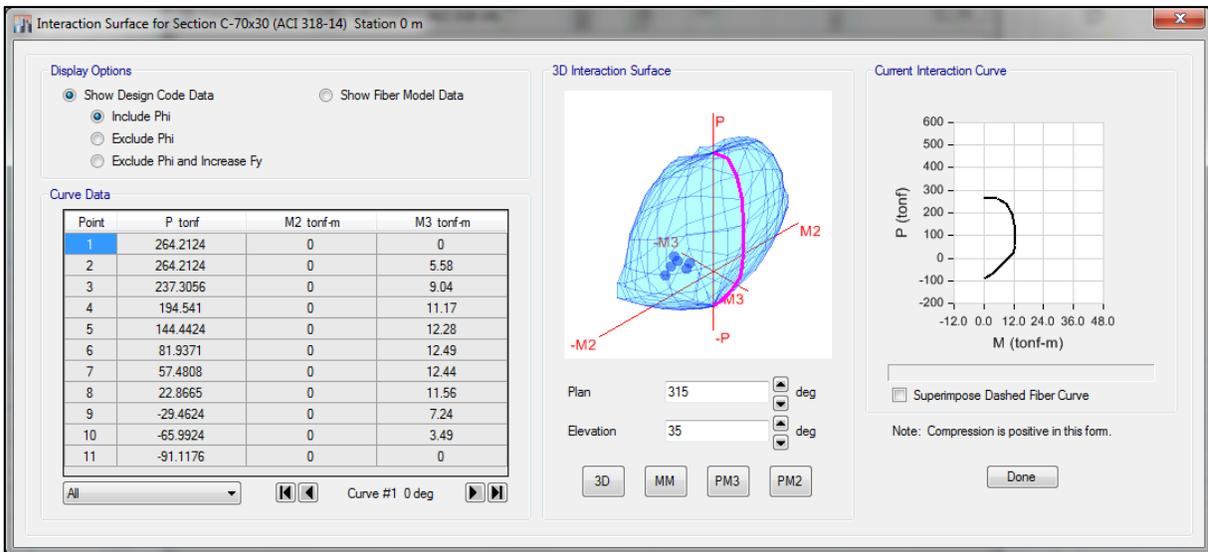


Luego de ejecutar el diseñador automático, se ven los ratios de demanda capacidad:



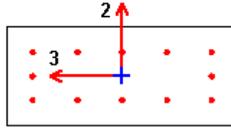


Entonces pasamos a presentar el reporte del software ETABS para el diseño de la columna 30*70 en el piso 2



ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Story2	C3	59	C-70x30	DISEÑO	0	3.2	0.573	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0.7	0.3	0.07798	0.0473

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173710	2100	1	42184.18	42184.18

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.85	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
27.0186	-16.21	-4.58	0.98	0.65	1.14	0.731

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length m
Major Bend(M3)	1	1.016941	1	1	2.5
Minor Bend(M2)	1	1.003069	1	1	2.5

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u tonf	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_p tonf	Rebar A_v /s cm ² /m
Major, V_{u2}	4.3827	12.3447	0	4.3827	0
Minor, V_{u3}	10.8767	14.8222	5.5759	10.8767	2.5

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force tonf	Shear $V_{u,Top}$ tonf	Shear $V_{u,Tot}$ tonf	Shear ΦV_c tonf	Joint Area m ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear, V_{u3}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

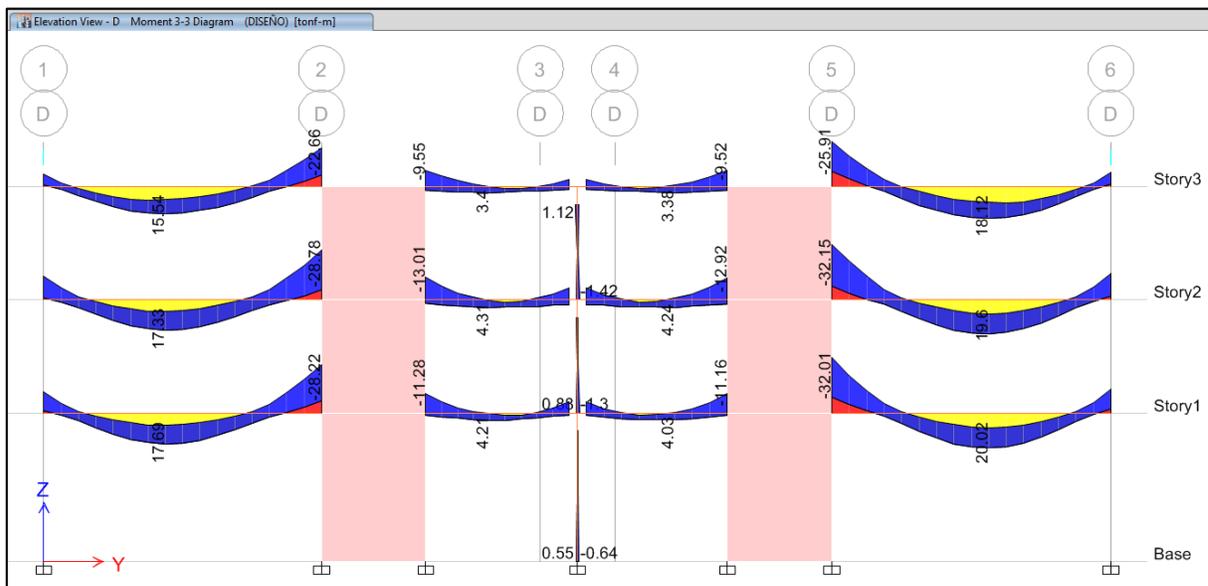
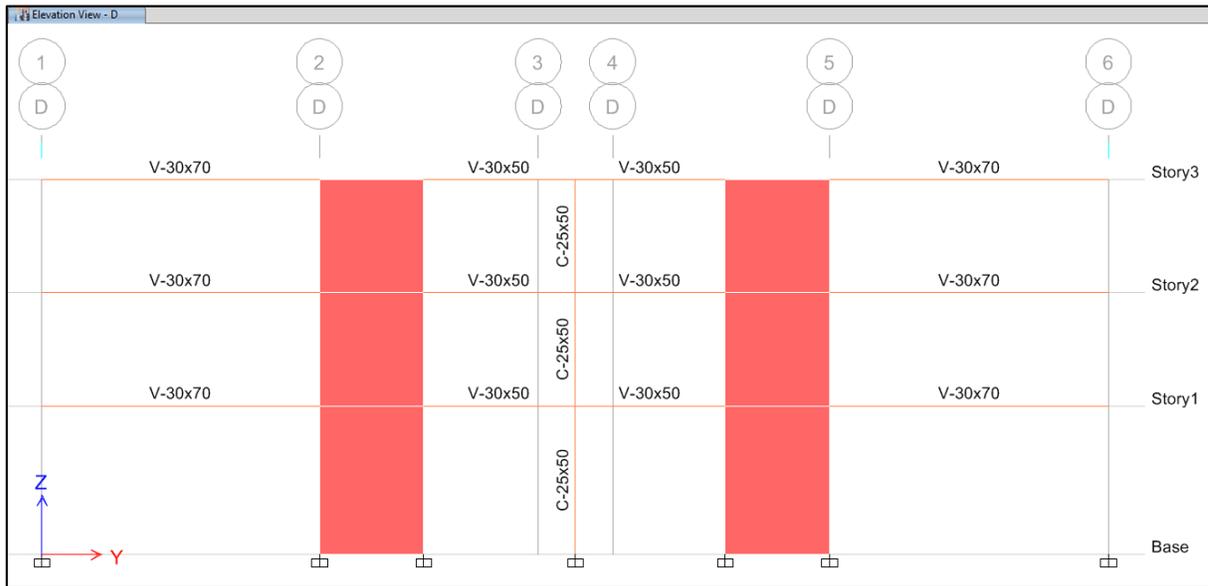
Major Ratio	Minor Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A

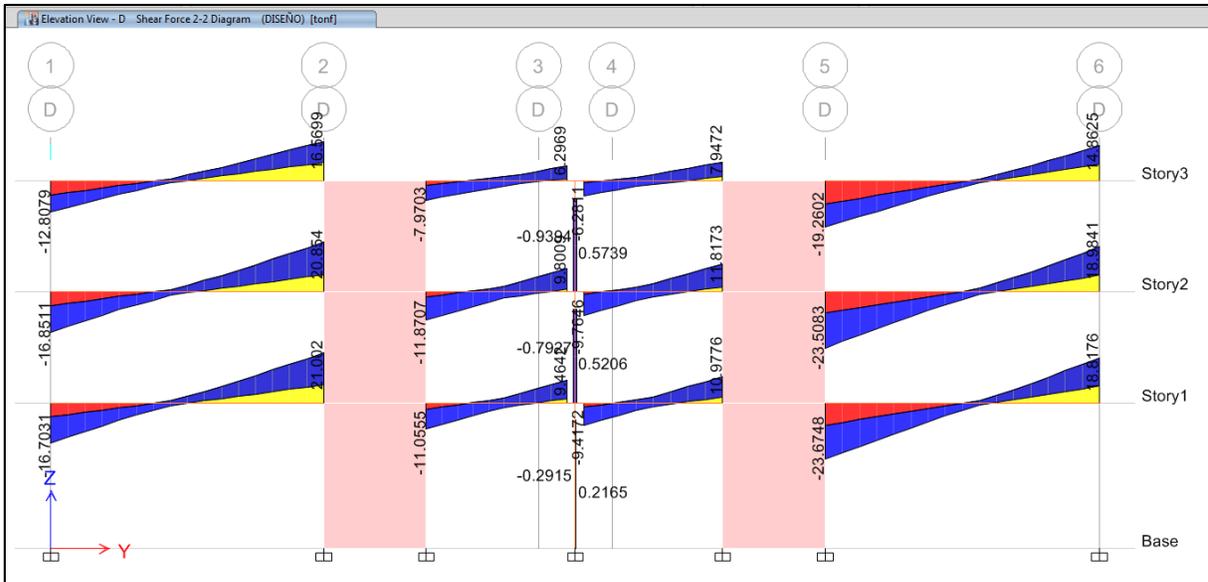
Notes:
 N/A: Not Applicable
 N/C: Not Calculated
 N/N: Not Needed

11.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS

Analizamos el siguiente pórtico, el cual tiene mayor carga.



También vemos su diagrama de cortantes:



Analizando la Viga del Primer Piso, entre el eje 5 y 6, se observa que:

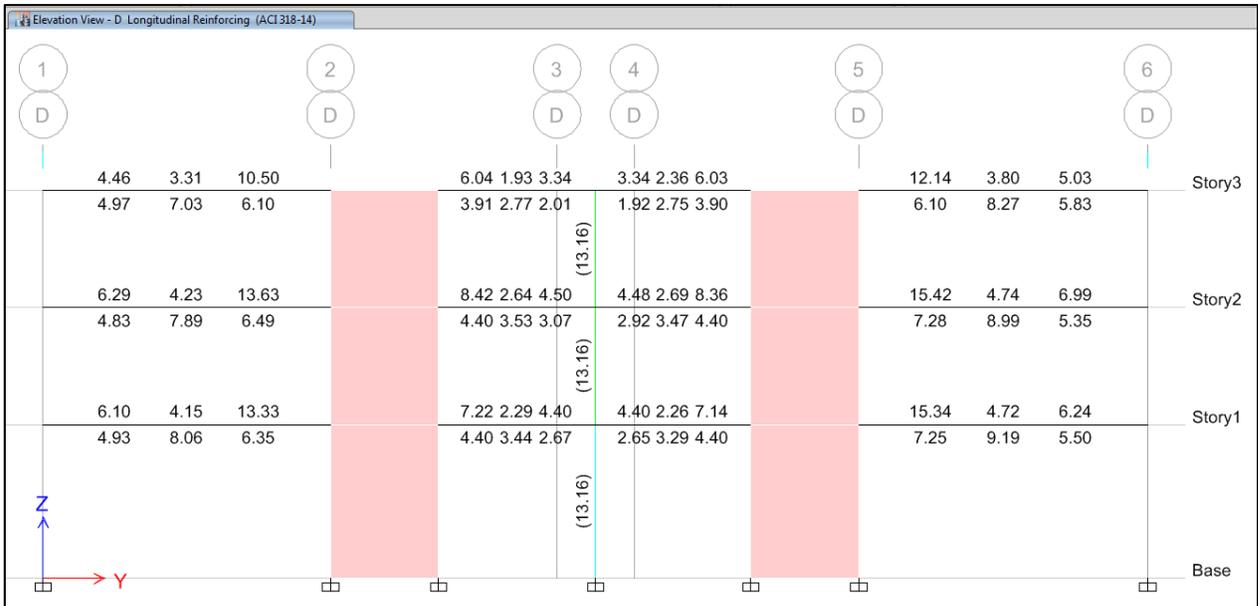
Momento Máximo Positivo= 20.02 ton.m

Momento Máximo Negativo= 32.15 ton.m

Cortante Máxima en el encuentro con el muro=23.68ton

Para el diseño de los elementos viga (Beam) se procederá a hacer uso del diseñador automático del ETABS, mediante el cual se obtienen las áreas de acero requeridas para las vigas:

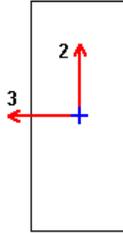
Según el diseñador del ETABS se requiere un área de 15.34cm² para el refuerzo superior de la viga y un área de 9.19cm² para el refuerzo inferior de la viga.



Asimismo también obtenemos su reporte:

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Story1	B1	109	V-30x70	DISEÑO	0	7.89	0.814	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b _f (m)	d _s (m)	d _{ct} (m)	d _{cb} (m)
0.3	0.7	0.3	0	0.09	0.09

Material Properties

E _c (tonf/m ²)	f' _c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (tonf/m ²)	f _{ys} (tonf/m ²)
2173710	2100	1	42184.18	42184.18

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.85	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment tonf-m	Design +Moment tonf-m	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-32.01		15.34	0	6.1	15.34
Bottom (-2 Axis)		16.01	0	7.25	6.1	7.25

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

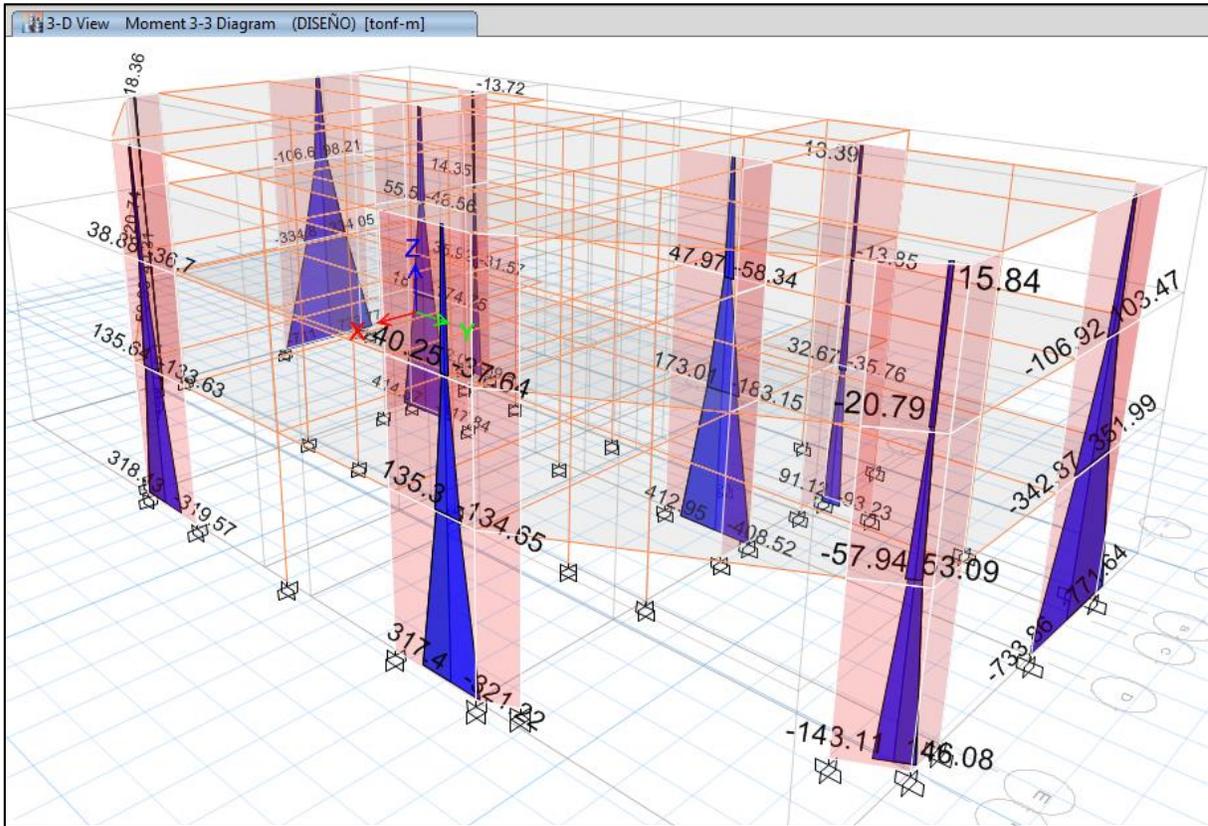
Shear V _{u2} tonf	Shear ΦV _c tonf	Shear ΦV _s tonf	Shear V _p tonf	Rebar A _v /S cm ² /m
30.7612	11.9539	18.8073	7.0864	8.599

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

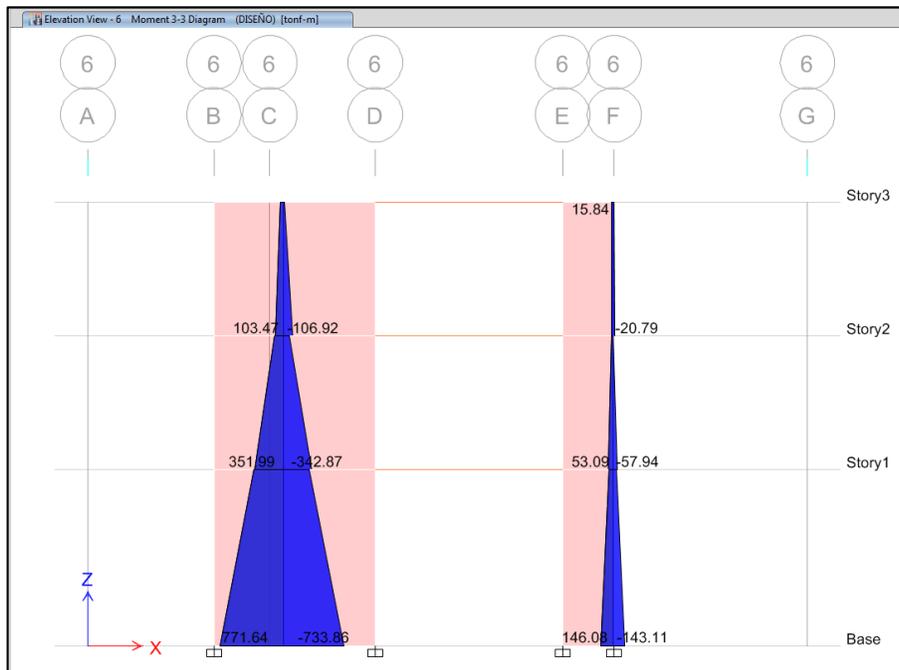
Φ*T _u tonf-m	T _{th} tonf-m	T _{cr} tonf-m	Area A _o m ²	Perimeter, p _h m	Rebar A _t /s cm ² /m	Rebar A _t cm ²
0	0.72	2.88	0.1097	1.6444	0	0

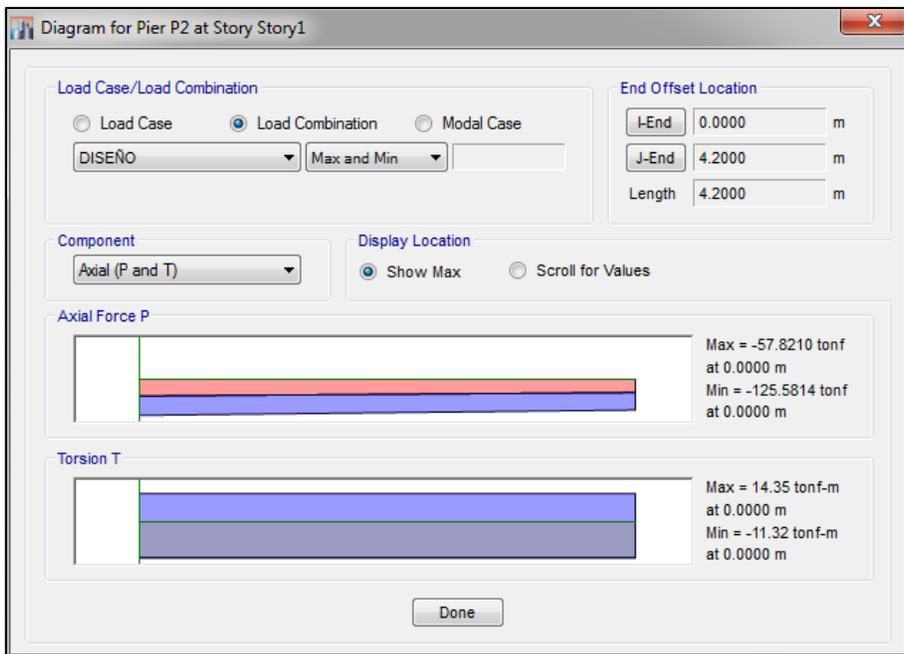
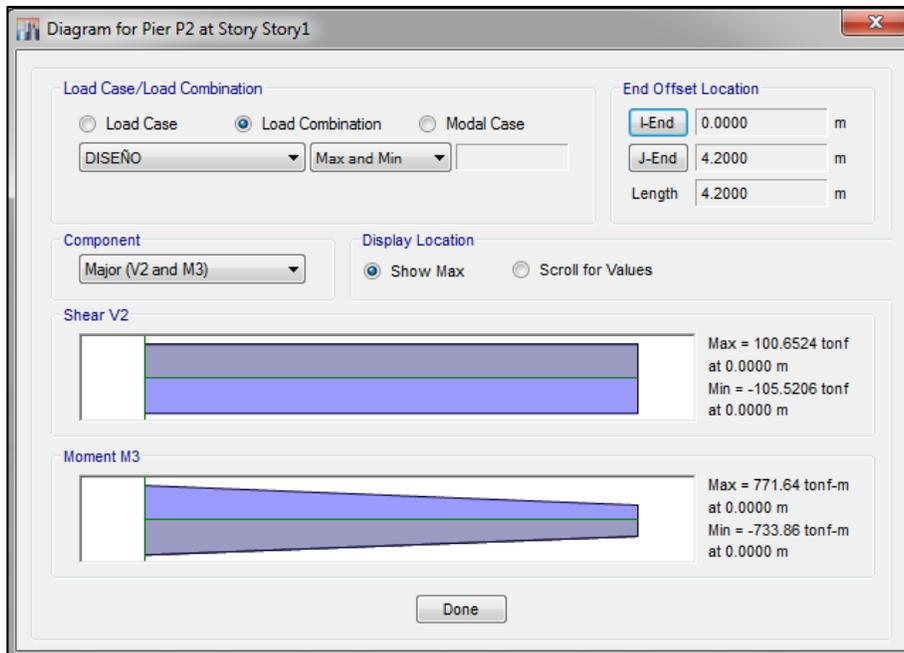
11.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE CONCRETO ARMADO

Tenemos los siguientes diagramas de momentos para las placas:



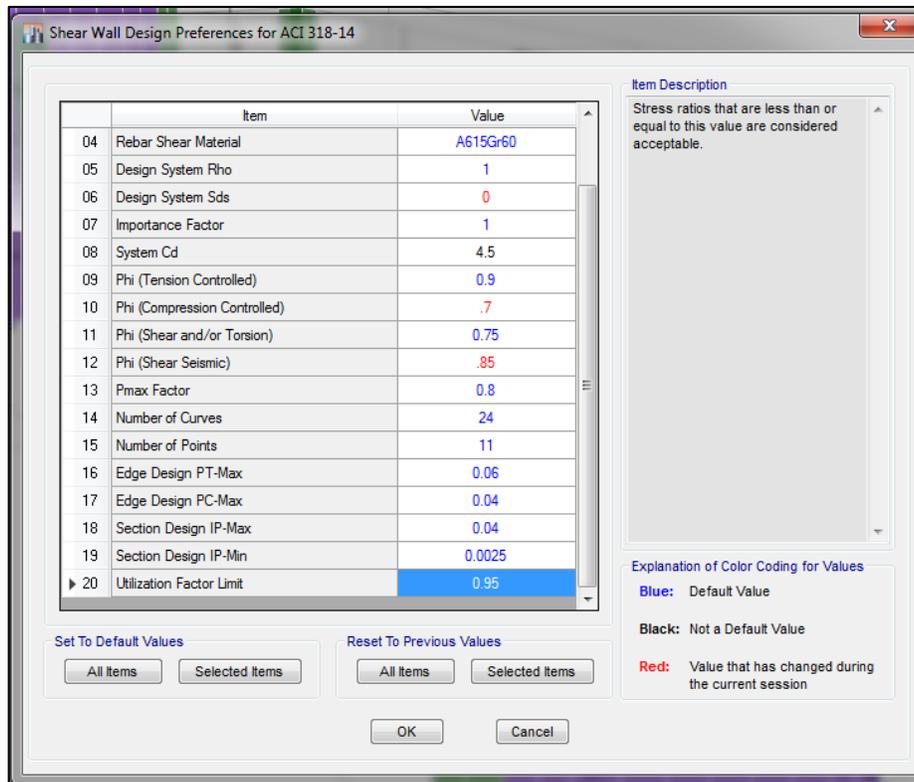
Analizando el muro de concreto armado más cargado, el cual es el que está ubicado en el Eje 6.





Para el diseño de los muros de concreto armado o placas se hará uso del diseñador de elementos proporcionado por el mismo software ETABS.

Se procede a modificar las preferencias de diseño para adecuar el código de diseño a nuestra norma vigente.



Se ejecuta el diseñador, mediante el cual se obtiene los siguientes refuerzos.



Donde observamos que el refuerzo inferior para el muro analizado es de 232.10cm². Se muestra el reporte

ETABS 2015 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P2	4.67545	30.12955	4.45	0.3	0.679

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173710	2100	1	42184.18	42184.18

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ m	Left Y ₁ m	Right X ₂ m	Right Y ₂ m	Length m	Thickness m
Top	Leg 1	3.01	29.57	3.01	30.17	0.6	0.3
Top	Leg 2	3.01	30.17	6.86	30.17	3.85	0.3
Bottom	Leg 1	3.01	29.57	3.01	30.17	0.6	0.3
Bottom	Leg 2	3.01	30.17	6.86	30.17	3.85	0.3

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Pier A_g cm ²
Top	70.74	0.0053	0.0037	DISEÑO	45.7099	-19.02	365.95	13350
Bottom	232.1	0.0174	0.0037	DISEÑO	57.821	-31.75	771.64	13350

Shear Design

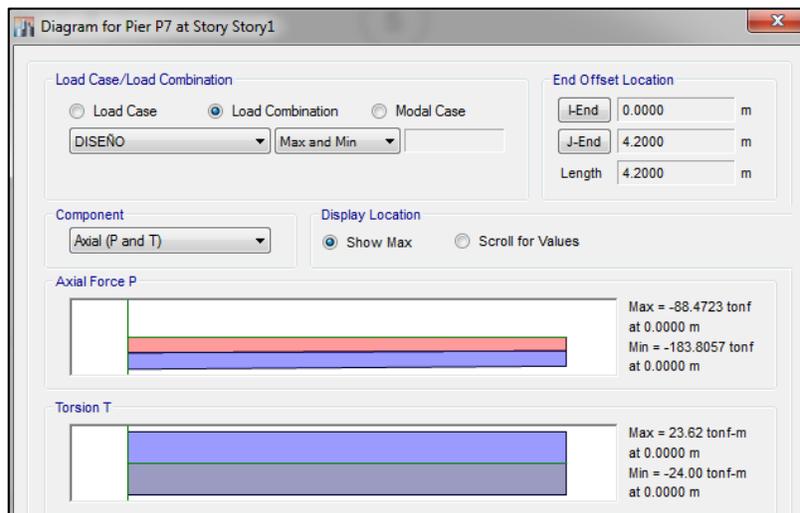
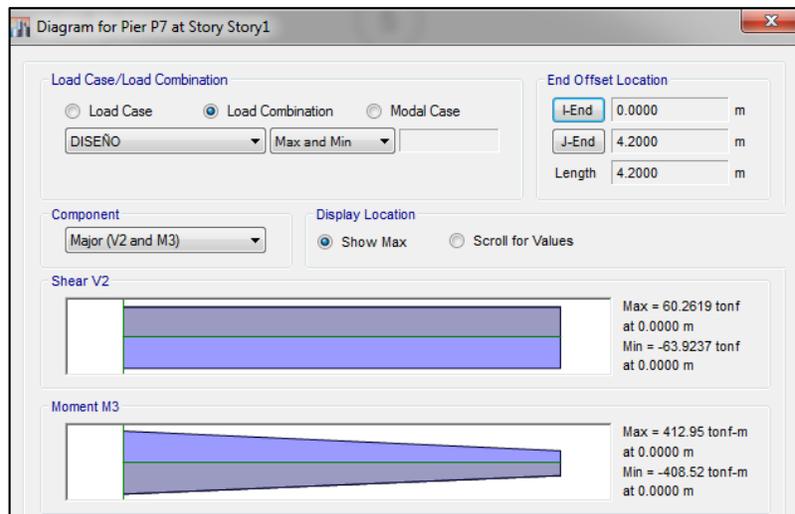
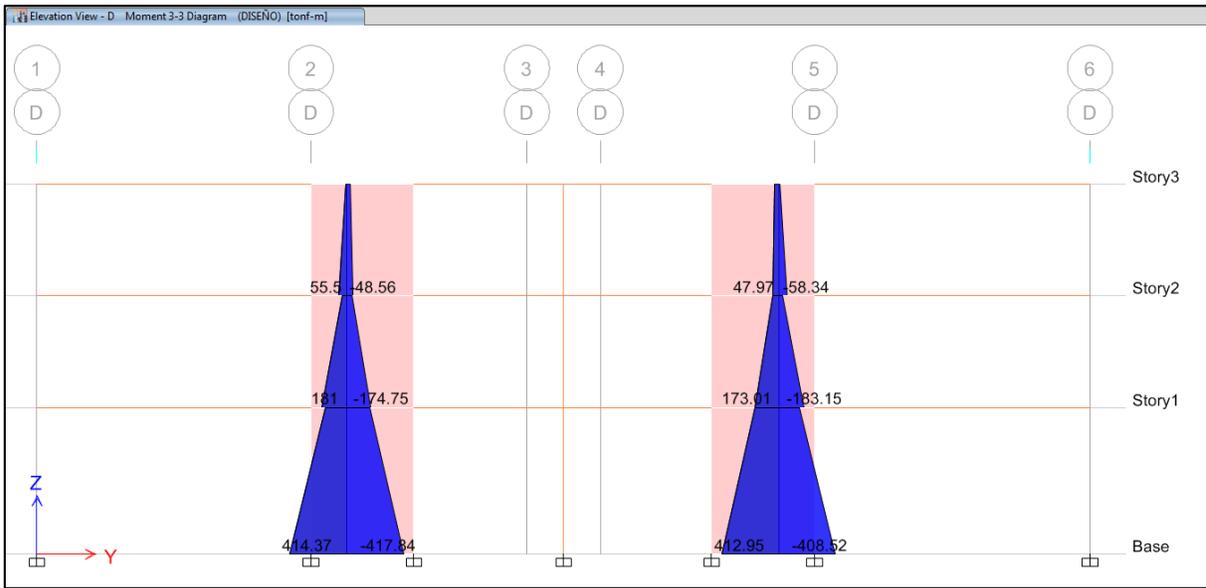
Station Location	ID	Rebar cm ² /m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	7.5	DISEÑO	-50.5219	2.09	5.5056	0	11.3897
Top	Leg 2	7.5	DISEÑO	-1.3955	255.06	104.4173	87.6638	160.7479
Bottom	Leg 1	7.5	DISEÑO	-98.8036	4.76	5.2266	0	11.3897
Bottom	Leg 2	7.5	DISEÑO	-36.9611	560.08	103.8772	48.0158	121.0999

Boundary Element Check

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0	Comb2	68.6078	-3.71	587.08	420	0.12074	0.13333
Top-Right	Leg 1	0	Comb2	68.6078	1.66	473.15	420	0.10846	0.13333
Top-Left	Leg 2	0	Comb2	132.0167	-185.18	364.17	420	0.36237	0.85556
Top-Right	Leg 2	0	Comb2	132.0167	255.06	458.45	420	0.42755	0.85556
Bottom-Left	Leg 1	0.13038	DISEÑO	115.4939	-4.09	868.79	420	0.19038	0.13333
Bottom-Right	Leg 1	0.1344	DISEÑO	115.4939	4.76	906.15	420	0.1944	0.13333
Bottom-Left	Leg 2	0	Comb2	197.9101	-529.56	885.88	420	0.77825	0.85556
Bottom-Right	Leg 2	0	Comb2	197.9101	560.08	927.07	420	0.80673	0.85556

En el presente reporte también se indica de la necesidad de colocar elementos de borde en los extremos de la placa.

Pasamos a analizar el muro de concreto armado del Eje D



Se ejecuta el diseñador, mediante el cual se obtiene los siguientes refuerzos.



A continuación, el reporte brindado por el programa ETABS.

ETABS 2015 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P6	7.05882	8.87382	4.25	0.3	0.56

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173710	2100	1	42184.18	42184.18

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_v (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ m	Left Y ₁ m	Right X ₂ m	Right Y ₂ m	Length m	Thickness m
Top	Leg 1	6.86	7.85	6.86	10.8	2.95	0.3
Top	Leg 2	6.86	7.85	8.16	7.85	1.3	0.3
Bottom	Leg 1	6.86	7.85	6.86	10.8	2.95	0.3
Bottom	Leg 2	6.86	7.85	8.16	7.85	1.3	0.3

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Pier A_g cm ²
Top	38.52	0.003	0.0037	DISEÑO	71.8956	-38.22	156.56	12750
Bottom	158.35	0.0124	0.0037	DISEÑO	83.4624	-90.11	414.37	12750

Shear Design

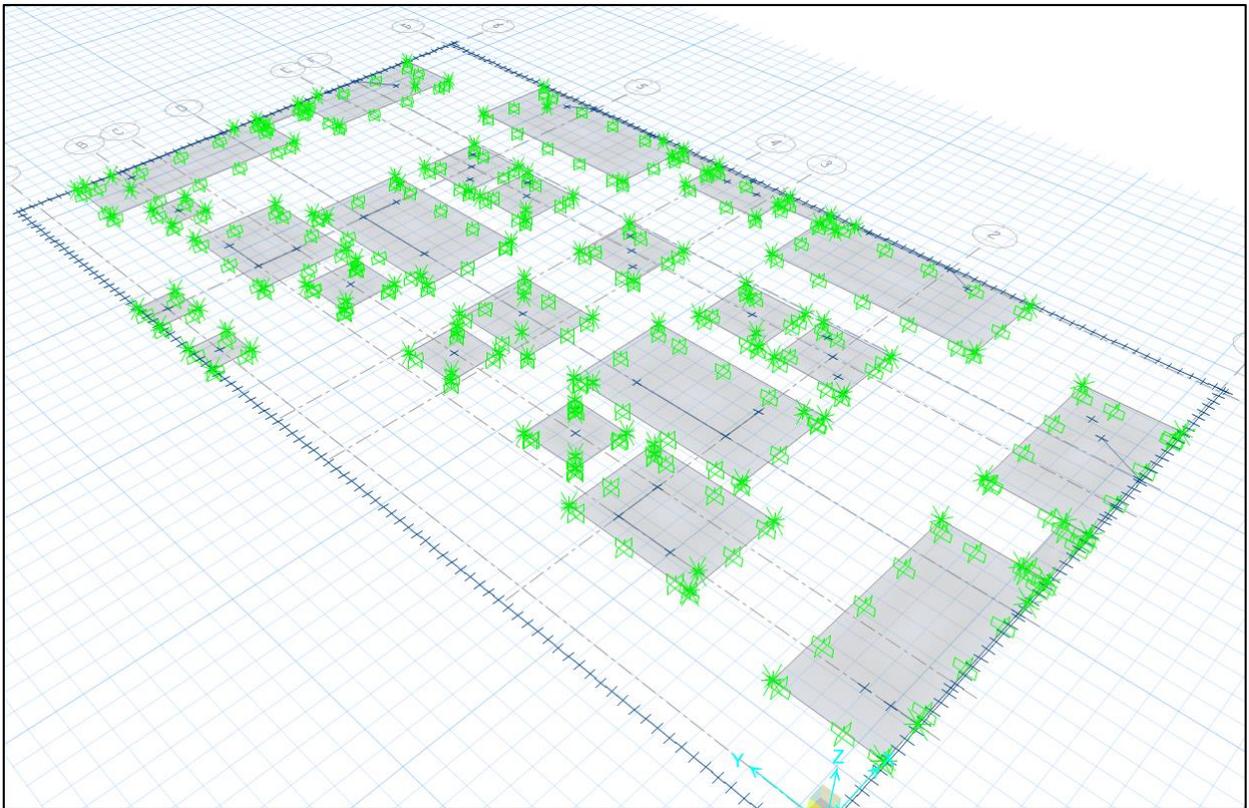
Station Location	ID	Rebar cm ² /m	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	7.5	DISEÑO	-14.8332	66.01	61.4187	65.1064	121.1059
Top	Leg 2	7.5	DISEÑO	-39.9413	3.43	13.022	23.6802	48.358
Bottom	Leg 1	7.5	DISEÑO	-61.7193	235.16	62.6899	35.6983	91.6978
Bottom	Leg 2	7.5	DISEÑO	-94.4577	32.44	13.3844	5.3246	30.0024

Boundary Element Check

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0	Comb3	151.9049	-64.65	320.21	420	0.2969	0.65556
Top-Right	Leg 1	0	Comb3	151.9049	65.97	323.25	420	0.29851	0.65556
Top-Left	Leg 2	0	Comb3	112.4073	-7.61	378.29	420	0.18249	0.28889
Top-Right	Leg 2	0	Comb3	112.4073	1.74	308.83	420	Not Required	Not Required
Bottom-Left	Leg 1	0	Comb3	222.364	-232.12	784.72	420	0.602	0.65556
Bottom-Right	Leg 1	0	Comb3	222.364	235.16	791.69	420	0.60569	0.65556
Bottom-Left	Leg 2	0.19975	DISEÑO	170.9825	-30.46	798.88	420	0.32975	0.28889
Bottom-Right	Leg 2	0.20522	DISEÑO	170.9825	32.44	822.28	420	0.33522	0.28889

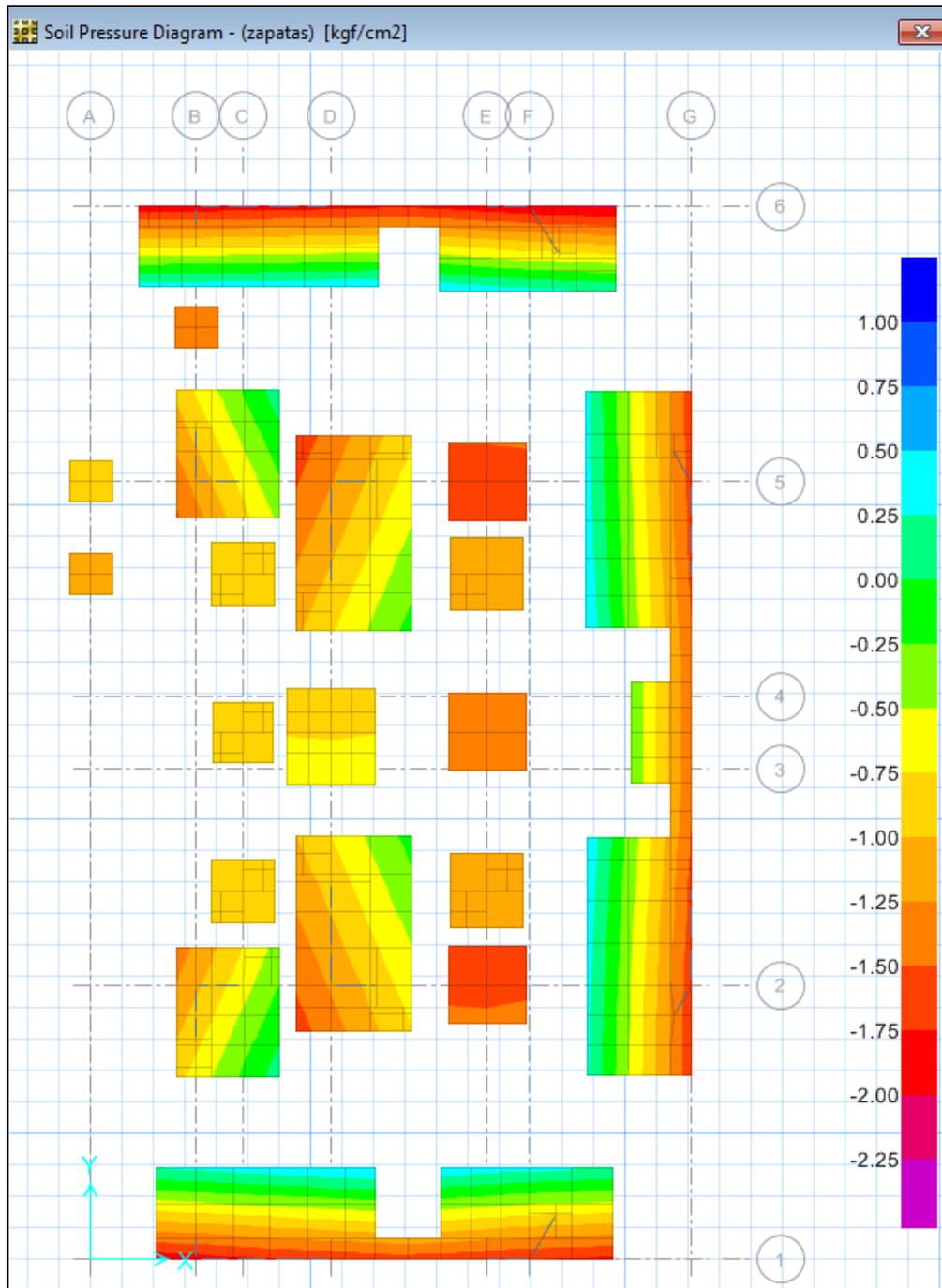
11.4. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación, se hará el uso del software SAFE de la misma empresa Computer & Structures Inc. En la siguiente figura se muestra la cimentación propuesta:



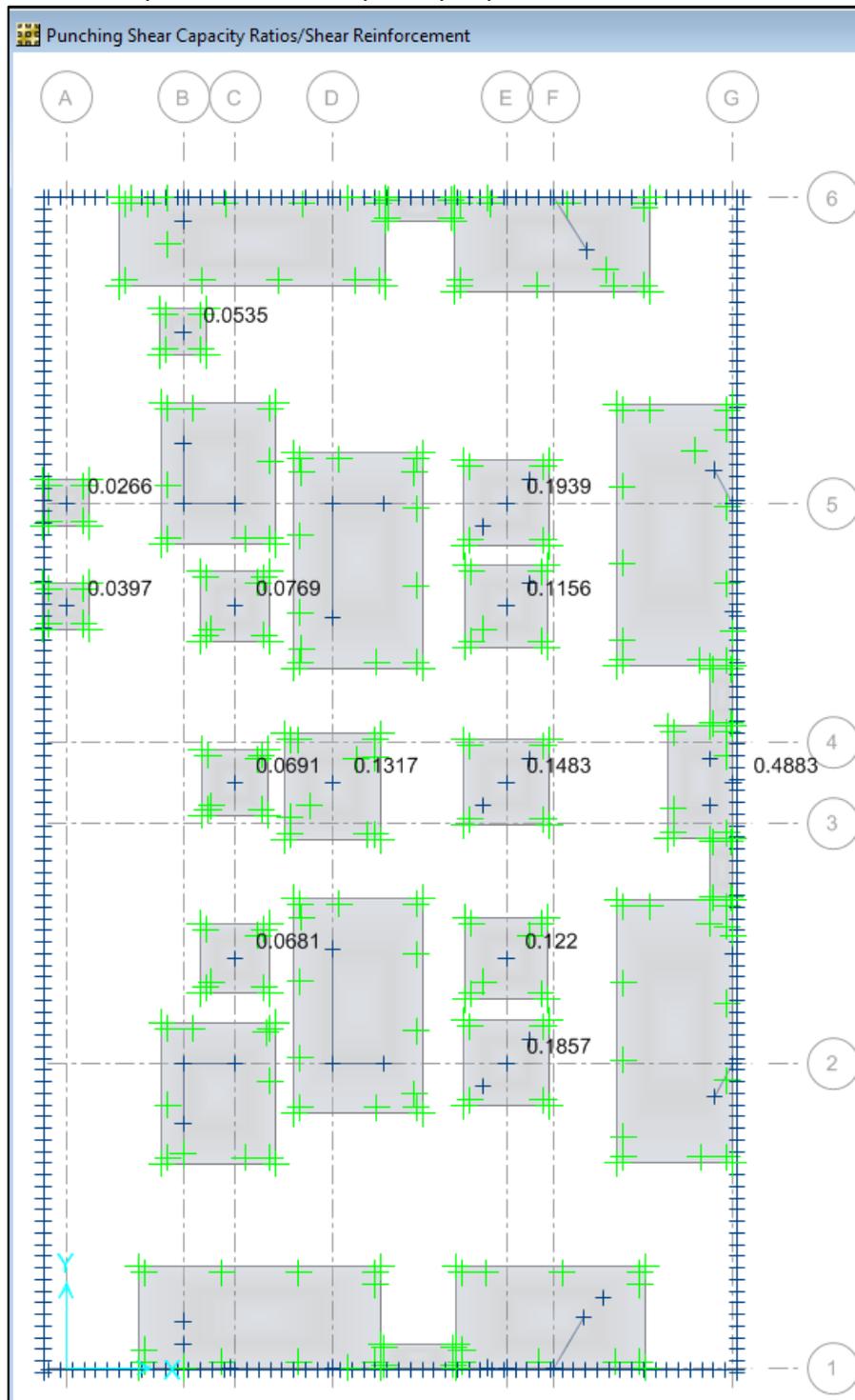
Para el diseño de la cimentación, se pasa a verificar las presiones en el terreno, cuya capacidad portante fue considerada de 1.55 kg/cm^2 , obteniendo un módulo de balasto de 3.19 kg/cm^3 .

Según el reglamento, para condiciones sísmicas se puede aumentar en un 33% la capacidad portante, por lo que el límite sería 2.06 kg/cm^2 .



Como se puede observar en la figura anterior, la presión ejercida en el terreno es menor a $1.3 \times \text{Capacidad Portante}$

Se pasa a verificar los peraltes de las zapatas por punzonamiento:

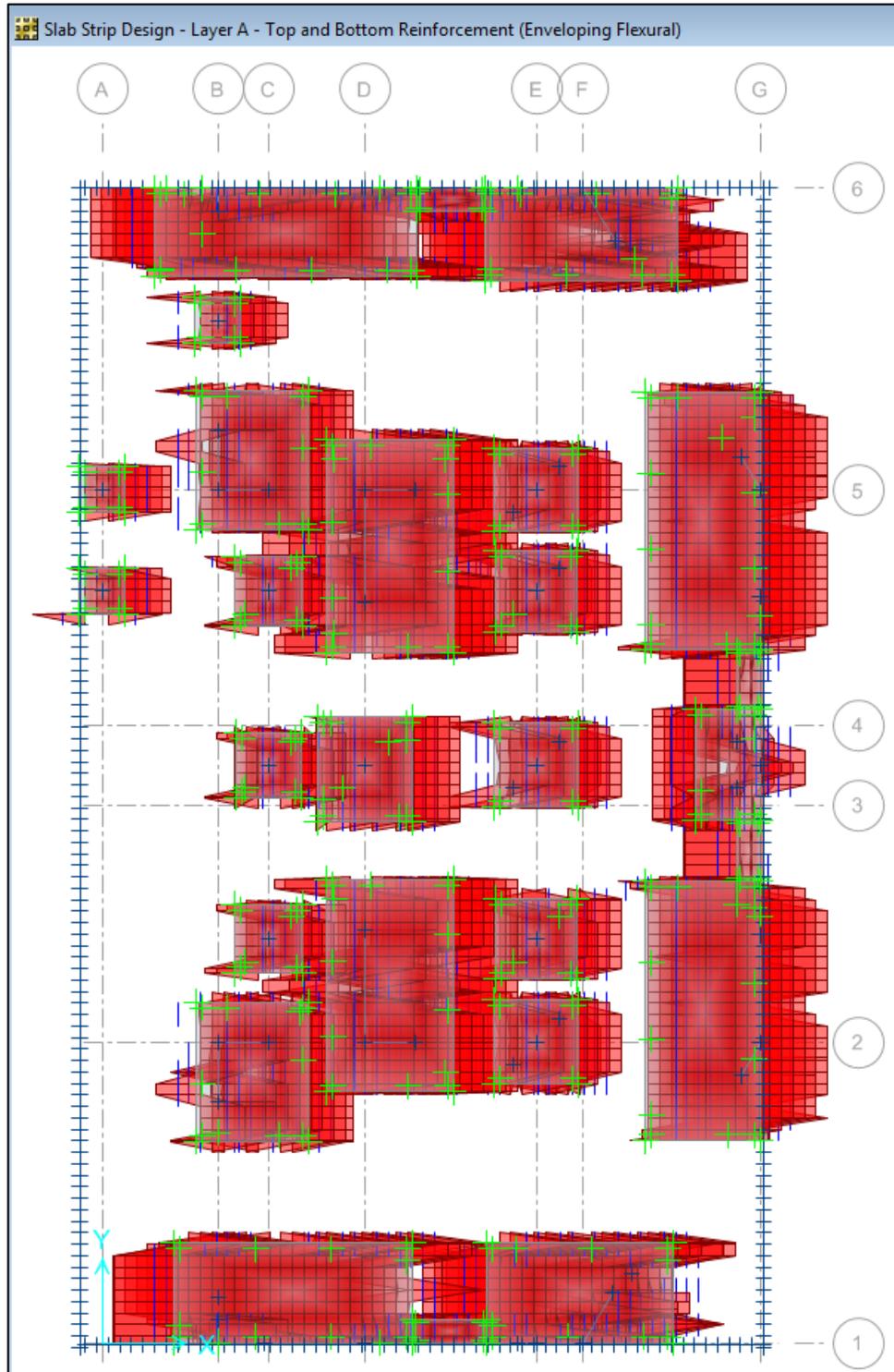


Como se puede observar, los peraltes propuestos para los diseños de las zapatas, si cumple satisfactoriamente, ya que son menores a 1.

Ahora pasamos al diseño del refuerzo de las zapatas, para esto usamos de las franjas de diseño o strips, que nos permitirán la cantidad de refuerzo a colocar en las zapatas.

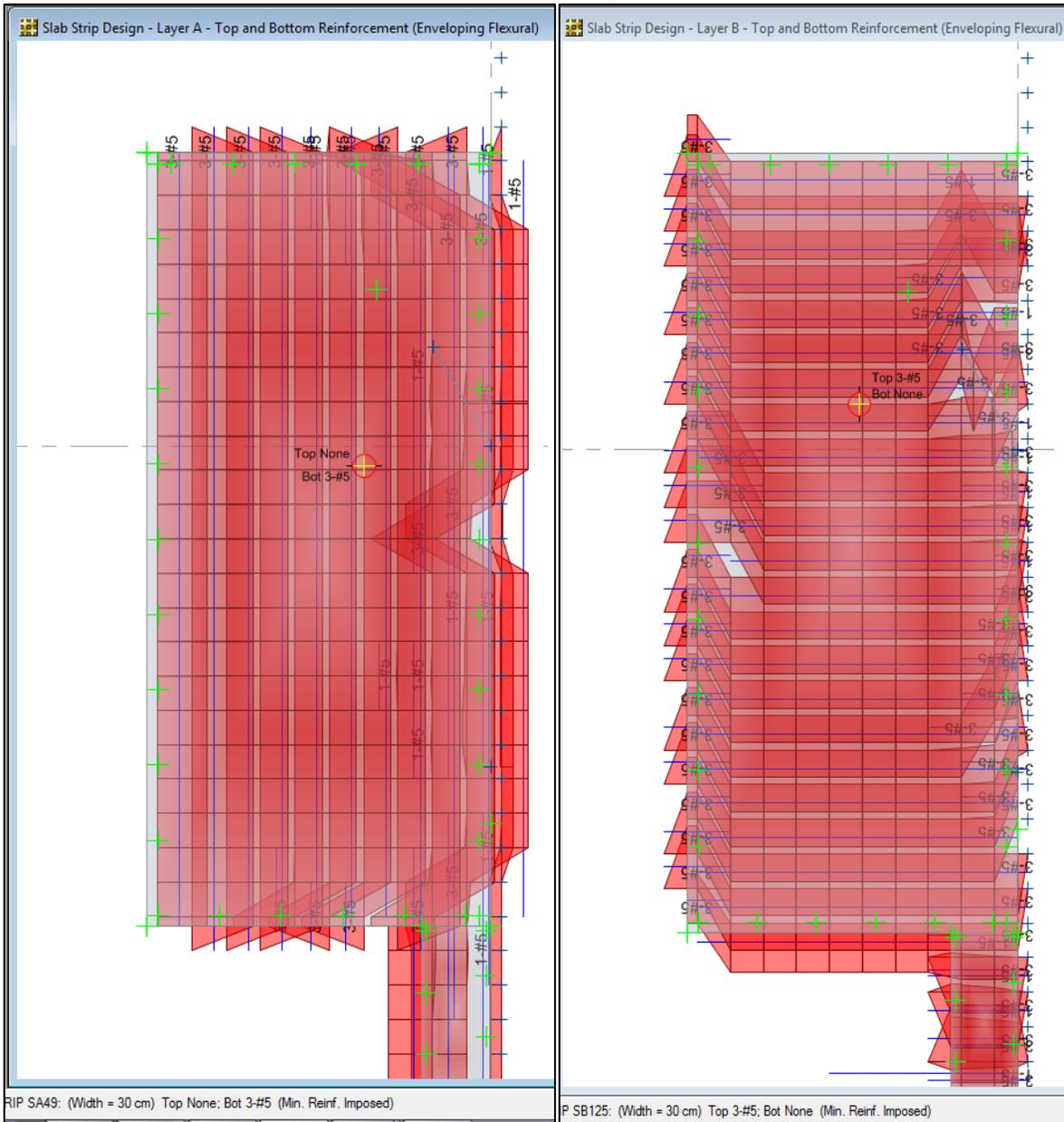
Franjas de Diseño:

Al ejecutar el diseñador de zapatas del SAFE, obtenemos la siguiente distribución del refuerzo:



Un resultado parecido saldrá al ejecutar el diseño para los Strips de la dirección X, cada strip es diseñado y se indica el número de barras necesarias en esa franja.

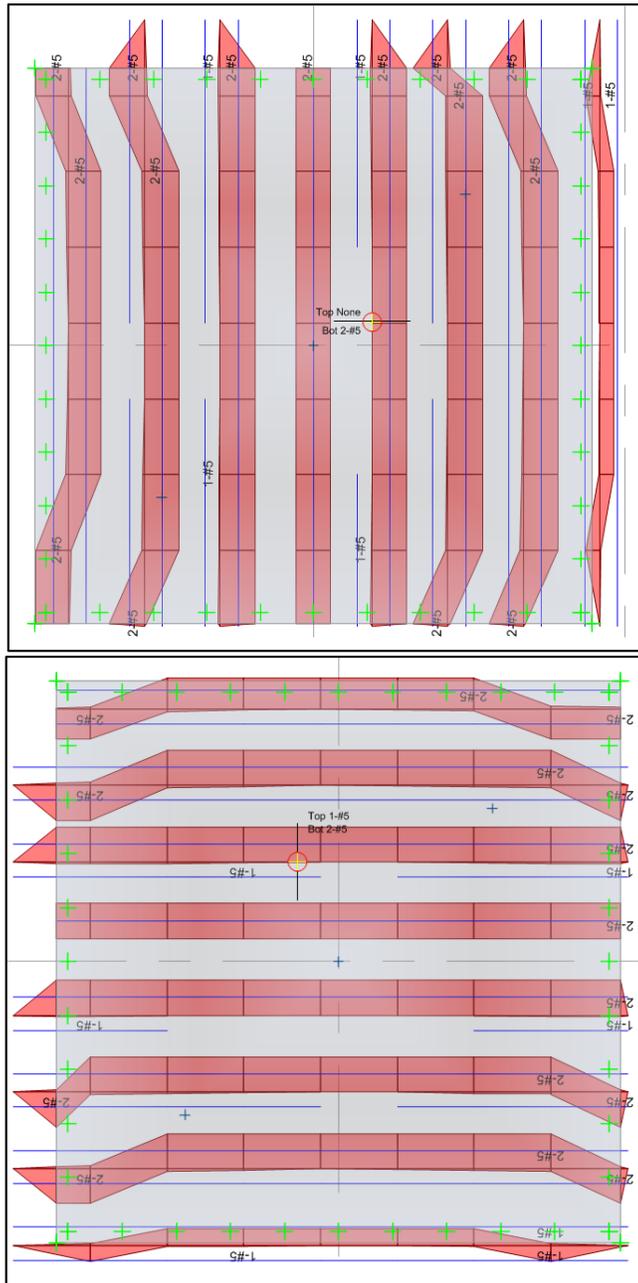
Diseño de la Zapata de la placa en el Eje 5 con el Eje G.



Como se puede observar en ambas direcciones se requiere un refuerzo inferior de 3 barras de diámetro de 5/8”.

Como cada franja de diseño es de 30cm, se distribuye las varillas de 5/8” @ 0.10m
Por lo que el diseño final sería una malla inferior bidireccional de 5/8”@0.10m

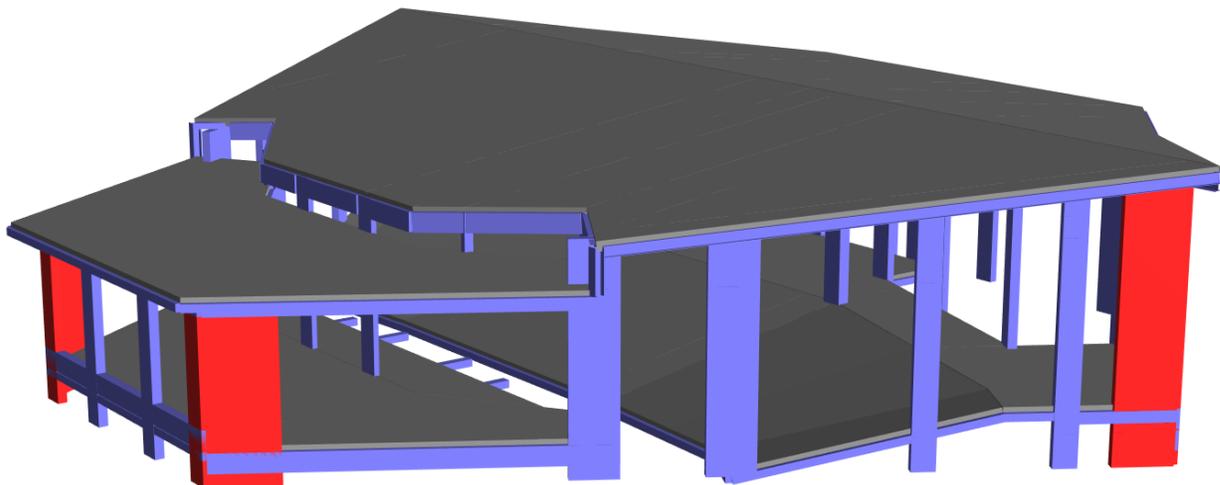
Diseño de la Zapata de la columna en el Eje 5 con el Eje E-F.



De manera similar al caso anterior, se observa que para el refuerzo inferior, es necesario de 2 varillas de 5/8" por lo que en un ancho de 30cm, se colocarán a cada 15cm.

Por lo que el diseño final para las zapatas de las columnas sería una malla inferior bidireccional de 5/8" @ 0.15m

MEMORIA DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS
“DISEÑO DEL AUDITORIO DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO
CHIMBOTE - ANCASH”



UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

PROPIETARIO: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

NORMAS: CARGAS E020, DISEÑO SISMORRESISTENTE E030,
SUELOS Y CIMENTACIONES E050, CONCRETO ARMADO
E060, ALBAÑILERÍA E070

FEBRERO 2017

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL.....	3
2. UBICACIÓN	3
3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	4
4. ALCANCES	4
5. REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO	4
6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES	4
7. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	6
8. MODELO ESTRUCTURAL.....	7
9. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	8
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	17
11. ANEXOS	18

ÍNDICE DE IMÁGENES

Figura Nº 3: Propiedades del Concreto Armado.....	5
Figura Nº 4: Modelo Tridimensional de la Edificación	8
Figura Nº 5: Espectro de Aceleración E030	9
Figura Nº 6: Espectro de Diseño en el programa ETABS (SX y SY)	10
Figura Nº 7: Casos de Carga Sísmica – Análisis Dinámico en el ETABS	11
Figura Nº 8: Principales Modos en X y modo Y.....	12
Figura Nº 9: Distorsiones calculadas en el ETABS	15
Figura Nº 10: Distorsiones elásticas calculadas en el ETABS	16

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAS

“DISEÑO DEL AUDITORIO DE INGENIERÍA CIVIL II ETAPA – NUEVO CHIMBOTE - ANCASH”

1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

El presente proyecto comprende el diseño estructural del Auditorio de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil ubicada en ubicada dentro del Campus Universitario No 01 de la Universidad Nacional del Santa. Específicamente el área donde se construirá dicho pabellón se encuentra al costado del Pabellón de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería en Energía.

La estructura a cimentar está conformada por una edificación aporticada: uno de ellos se denomina Auditorio de un piso y tiene una capacidad para albergar a 200 personas aproximadamente. La estructura está conformada por pórticos, placas o muros de corte, vigas, losas aligeradas, escaleras y una cobertura a dos aguas de estructura metálica con una cobertura liviana de calamión y un techo falso interiormente.

El Auditorio consta de un pisos subdividido es 9 áreas; Vestíbulo, Sala de Audio, SSHH. Discapacitados, SSHH. Hombres, SSHH Mujeres, Escenario, Sala de Estar, Camerinos Hombres y Mujeres. En este bloque se tiene que la tiene una luz entre piso de 4.50 m, la altura máxima comprendida desde el 0.00 m es de 7.35 m. Se tiene un patio central el cual es rodeado por las edificaciones a diseñar.

El área del Vestíbulo, Sala de Audio, SSHH. Discapacitados, SSHH. Hombres, SSHH Mujeres, Escenario, está recubierta por una estructura metálica la cual soportará el techo. En el Eje 5 hay una viga principal de acero de perfil H (W 18X97) la cuales descansa sobre 2 columnas centrales y 2 columnas perimetrales, las vigas secundarias H (W12 x72, W 10x60 y W 10x30).

El área de camerinos y sala de estar tiene una losa aligerada de 20 cm.

2. UBICACIÓN

El presente proyecto se ubica en Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia de Santa, Departamento de Ancash.

La ubicación de la zona se detalla en los anexos correspondientes a los planos en el plano U-01

Los linderos de la zona donde se edificar el Pabellón son los siguientes:

- Por el Norte: Con la vereda de circulación central de doble vía.
- Por Sur: Con un tramo de la prolongación de la Av. Argentina.
- Por el Este: Con una Plazoleta Universitaria.
- Por el Oeste: Con el Pabellón de Ing. en Energía.

3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Profesional Responsable: **Jorge Edinson Morillo Trujillo CIP 68738**

El suelo está conformado por depósitos eólicos, constituidos por arena mal graduada (SP), medianamente compacta a compacta, seco a ligeramente húmeda, color beige claro y finos no plásticos. Asimismo, en la superficie de 0.20m a 0.40m presencia de arena mal graduada con raíces. No se registró la presencia del nivel freático.

Del análisis de cimentación se tiene:

Cimientos Continuos:

Si Df = 1.00m y B = 0.60m Capacidad Portante $Q_{adm} = 0.58 \text{ Kg/cm}^2$

Si Df = 1.00m y B = 0.80m Capacidad Portante $Q_{adm} = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$

En pórticos principales:

Zapata Cuadrada, Si Df = 1.70m y B = 1.50m $Q_{adm} = 1.55 \text{ Kg/cm}^2$

Zapata Cuadrada, Si Df = 1.70m y B = 2.00m $Q_{adm} = 1.61 \text{ Kg/cm}^2$

Zapata Rectangular (B/L=0.50), Si Df = 1.70m y B = 1.10m $Q_{adm} = 1.27 \text{ Kg/cm}^2$

Zapata Rectangular (B/L=0.50), Si Df = 1.70m y B = 1.50m $Q_{adm} = 1.33 \text{ Kg/cm}^2$

4. ALCANCES

El Diseño Estructural del "Pabellón de Ingeniería Civil II Etapa – Nuevo Chimbote - Ancash" se basa en criterios de seguridad y funcionalidad. Se trata de tomar en la evaluación todos los elementos resistentes, mostrando la distribución de fierros que deben tener las vigas, columnas, muros para el uso previsto.

5. REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO

Para el desarrollo estructural se ha tomado en cuenta las siguientes normas:

- RNE - Norma E.020: Cargas
- RNE - Norma E.030: Diseño Sismo Resistente
- RNE - Norma E.060: Concreto Armado
- RNE - Norma E.070: Albañilería

6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Se tomaron en cuenta las siguientes propiedades de los materiales

Concreto simple

- Concreto con resistencia a la compresión de 140kg/cm² para el cimiento corrido y de 175kg/cm² para el Sobrecimiento.

Concreto armado

- Concreto con resistencia a la compresión de 210kg/cm² para las columnas de confinamiento y las vigas.
- Módulo de Elasticidad = 218819.8kg/cm²
- Módulo de Poisson = $\nu = 0.17$

Refuerzo corrugado.

Deberán cumplir con alguna de las siguientes características:

- Especificación para barras de acero con resaltes para concreto armado (ITINTEC 341.031 /ASTM 615-Grado 60, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$).
- Especificación para barras de acero de baja aleación ASTM 76.

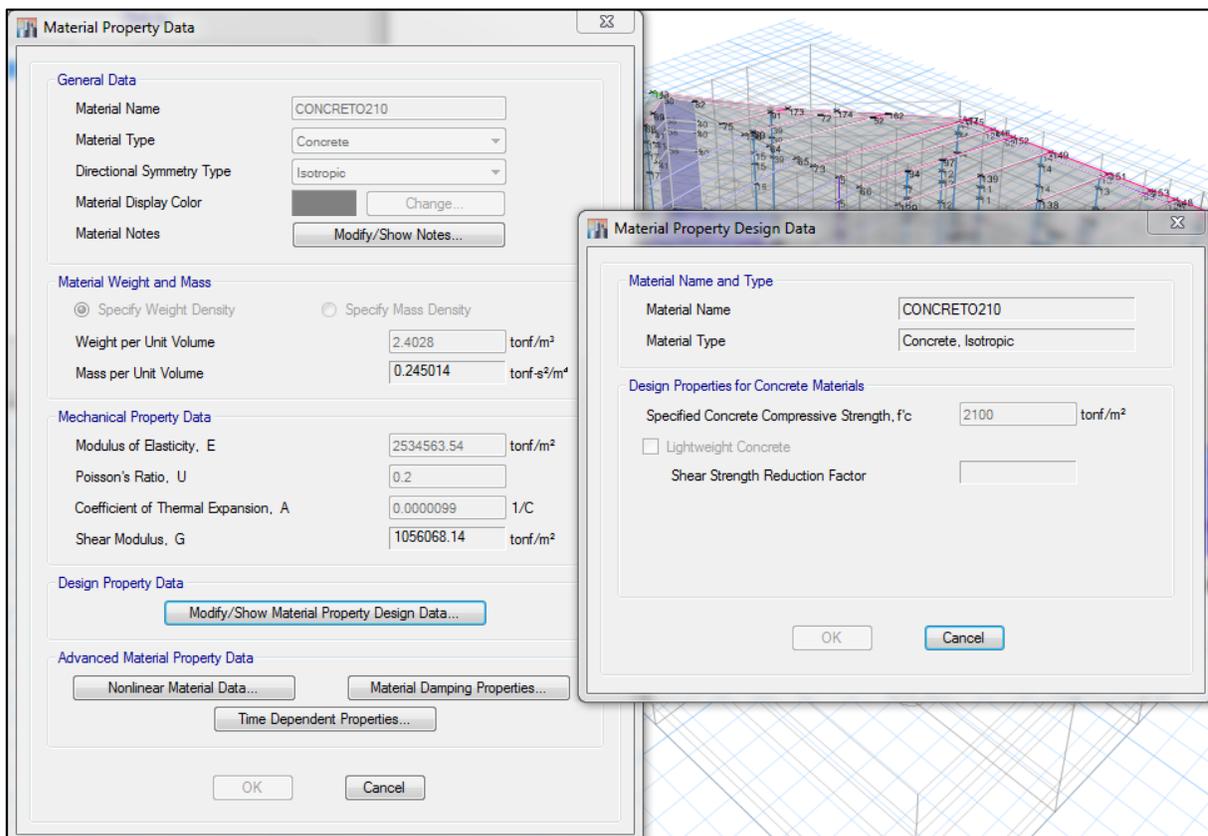


Figura N° 1: Propiedades del Concreto Armado

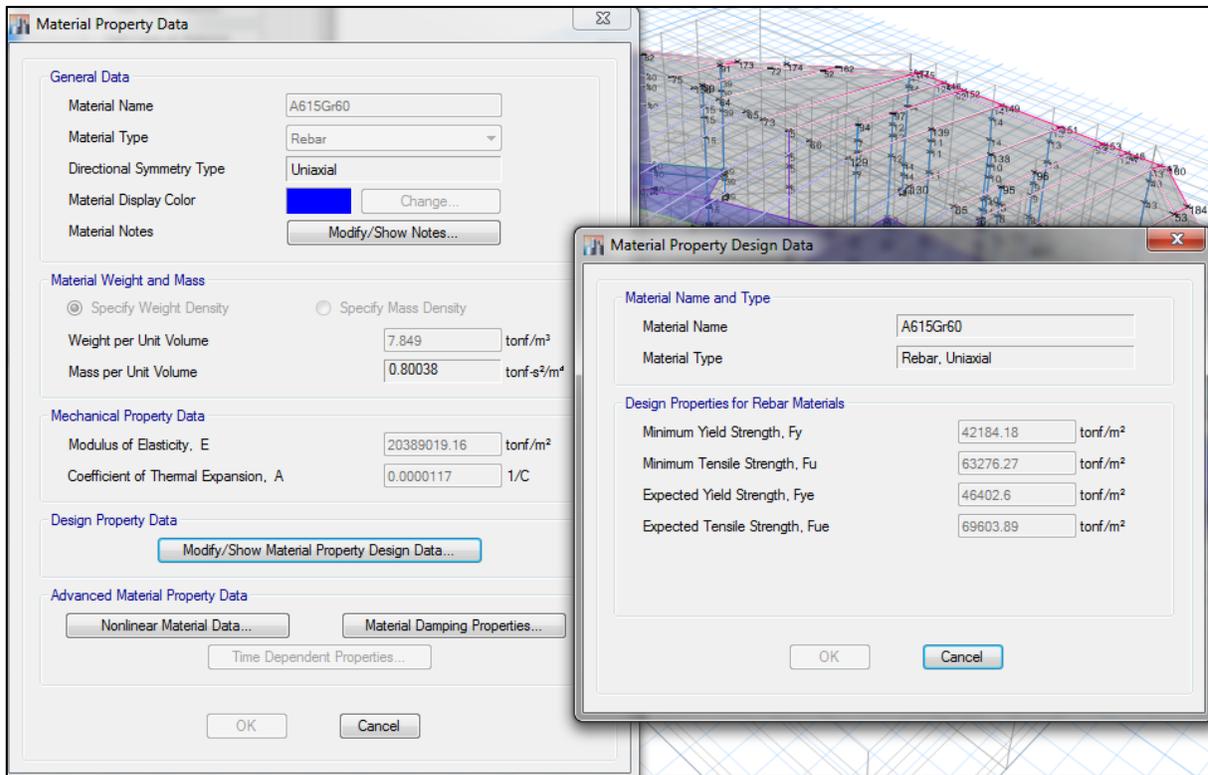


Figura N° 2: Propiedades del Acero de Refuerzo

7. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

7.1 CARGAS DE DISEÑO

Cargas verticales:

Las cargas permanentes y las sobrecargas son aquellas que indican el RNE, Norma de Cargas E-020.

- **CARGA MUERTA:** considerado como el peso propio de cada elemento de la edificación.

Peso del concreto	=	2400 kg/m ³
Peso del Acabado	=	100 kg/m ²
Peso del Tabiquería	=	100 kg/m ²

- **CARGA VIVA:** Se tiene las siguientes cargas

Sobrecarga en los Pisos	=	200 kg/m ²
Sobrecarga en la Cobertura	=	600 kg/m ²
Sobrecarga en el Techo	=	100 kg/m ²

Cargas horizontales:

- **SISMO:** Se ha elaborado de acuerdo a las normas de Diseño Sismo Resistentes E-030, un análisis modal espectral que se describe el procedimiento en el ítem 4.0.

7.2 PARÁMETROS EMPLEADOS EN EL DISEÑO

- Categoría de las edificaciones: Categoría "A" (Edificaciones Esenciales tales como Centros Educativos), factor $U=1.50$
- Suelo de fundación de acuerdo al RNE, el código de Diseño Sismo resistente clasifica como suelo con perfil S2 Suelo Intermedio, con un factor $S=1.05$.
- Ubicación de la obra, depende de la zona sísmica donde está ubicada la edificación, por estar en la provincia de Santa y departamento de Ancash, clasificado como zona 4 y factor de zona $Z=0.45$.
- Factor de ductilidad o coeficiente de reducción de la respuesta $R_o=6$ para un sistema estructural de muros estructurales.
- Procedimiento constructivo, se considera aquella que sea adecuada para la mano de obra y equipos accesibles a la obra.
- Calidad y disponibilidad de materiales: Se adoptan los materiales adecuados y óptimos para la zona cuya economía, calidad y rendimiento son los idóneos para el acabado final del proyecto.

7.3 COMBINACIONES DE CARGA

Las resistencias requeridas últimas (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (S_x , S_y), será como mínimo la mayor de las que resulten al hacer las siguientes combinaciones según el reglamento:

- $1.4CM+1.7CV$
- $1.25(CM+CV)\pm S_x$
- $1.25(CM+CV)\pm S_y$
- $0.9CM\pm S_x$
- $0.9CM\pm S_y$

En donde:

- CM: Carga muerta
- CV: Carga viva en la Losa
- S_x , S_y : Cargas de sismo en dirección "x" e "y" respectivamente.

7.4 BASES DE DISEÑO

- Diseño por condiciones de resistencia
- Diseño por condiciones de servicio.

8. MODELO ESTRUCTURAL

Es necesario crear un modelo con un número de masas que simule el comportamiento real de la estructura. La masa del sistema estructural, la cual puede ser calculada con razonable precisión, se considera concentrada en los pisos.

El diseño estructural se ha efectuado para el máximo efecto de las cargas sobre cada uno de los elementos empleando las combinaciones y los esfuerzos permisibles de las especificaciones del reglamento, además se ha escogido el valor máximo de las combinaciones de carga que señala el mismo.

Mediante el programa de análisis estructural ETABS 2015, se realizó el análisis sísmico tridimensional, considerando las losas de los pisos como diafragmas rígidos con tres grados de libertad para cada piso, dos traslaciones y una rotación. Para realizar este análisis se ha tenido en cuenta lo siguiente:

- La cimentación se considera empotrada en el suelo.
- Se analiza la estructura a flexión, corte, compresión, etc.

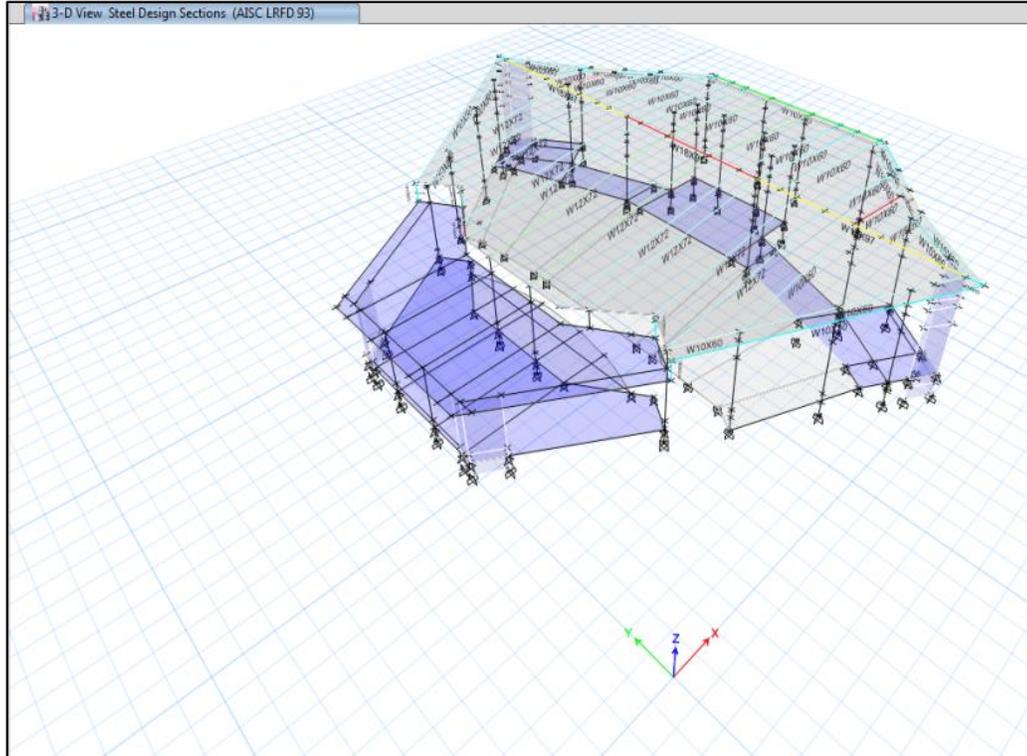


Figura N° 3: Modelo Tridimensional de la Edificación

9. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

En el presente documento se tendrá el desarrollo de acuerdo a la Norma Técnica de Diseño Sismo resistente (N.T.E. E030, 2016), que permita lograr el objetivo de mantener las condiciones de servicio de la estructura, de una forma segura.

9.1. ESPECTRO DE DISEÑO

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDO - ACELERACIONES (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
SOLO COMPLETAR LAS LISTAS DESPLEGABLES Y CASILLAS DISPONIBLES					
Tabla N°1 (NORMA E030-2014/DS-003-2016) Ing. Aldo Greco Nuñonca Herrera FIC - UNSAAC					
FACTOR DE ZONA "Z"	ZONA	Z			
	ZONA 4	0.45			
Tabla N°3 y N°4 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
FACTOR DE SUELO "S"	TIPO	DESCRIPCION	S	Tp	Tl
	S2	Suelos Intermedios	1.05	0.60	2.00
Tabla N°5 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
FACTOR DE USO "U"	CATEGORIA	U	OBSERVACIONES		
	"A2" Edificaciones Esenciales	1.50	Revisar tabla N°6 E030-2014		
Tabla N°7 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
FACTOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL "R"	DIRECCION	SISTEMA ESTRUCTURAL			Ro
	DIR X-X	Muros Estructurales			6
	DIR Y-Y	Muros Estructurales			6

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDO - ACELERACIONES (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

SOLO COMPLETAR LAS LISTAS DESPLEGABLES Y CASILLAS DISPONIBLES

RESUMEN

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R ₀	6	6
U	1.50	I _a	1.00	1.00
S	1.05	I _p	1.00	1.00
T _p	0.60	R	6	6
T _L	2.00	g	9.81 m/s ²	

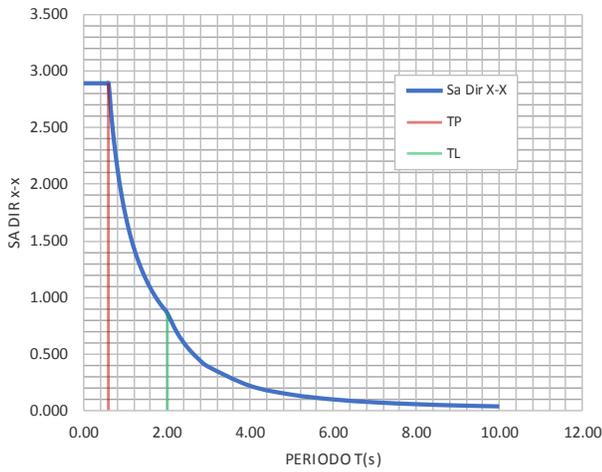
$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	2.897	2.897
2.50	0.02	2.897	2.897
2.50	0.04	2.897	2.897
2.50	0.06	2.897	2.897
2.50	0.08	2.897	2.897
2.50	0.10	2.897	2.897
2.50	0.12	2.897	2.897
2.50	0.14	2.897	2.897
2.50	0.16	2.897	2.897
2.50	0.18	2.897	2.897
2.50	0.20	2.897	2.897
2.50	0.25	2.897	2.897
2.50	0.30	2.897	2.897
2.50	0.35	2.897	2.897
2.50	0.40	2.897	2.897
2.50	0.45	2.897	2.897
2.50	0.50	2.897	2.897
2.50	0.55	2.897	2.897
2.50	0.60	2.897	2.897
2.31	0.65	2.674	2.674
2.14	0.70	2.483	2.483
2.00	0.75	2.318	2.318
1.88	0.80	2.173	2.173
1.76	0.85	2.045	2.045
1.67	0.90	1.931	1.931
1.58	0.95	1.830	1.830
1.50	1.00	1.738	1.738
1.36	1.10	1.580	1.580
1.25	1.20	1.449	1.449
1.15	1.30	1.337	1.337
1.07	1.40	1.242	1.242
1.00	1.50	1.159	1.159
0.94	1.60	1.086	1.086
0.88	1.70	1.022	1.022
0.83	1.80	0.966	0.966
0.79	1.90	0.915	0.915
0.75	2.00	0.869	0.869
0.59	2.25	0.687	0.687
0.48	2.50	0.556	0.556
0.40	2.75	0.460	0.460
0.33	3.00	0.386	0.386
0.19	4.00	0.217	0.217
0.12	5.00	0.139	0.139
0.08	6.00	0.097	0.097
0.06	7.00	0.071	0.071
0.05	8.00	0.054	0.054
0.04	9.00	0.043	0.043
0.03	10.00	0.035	0.035

ESPECTRO DE PSEUDO - ACELERACIONES X-X



ESPECTRO DE PSEUDO - ACELERACIONES Y-Y

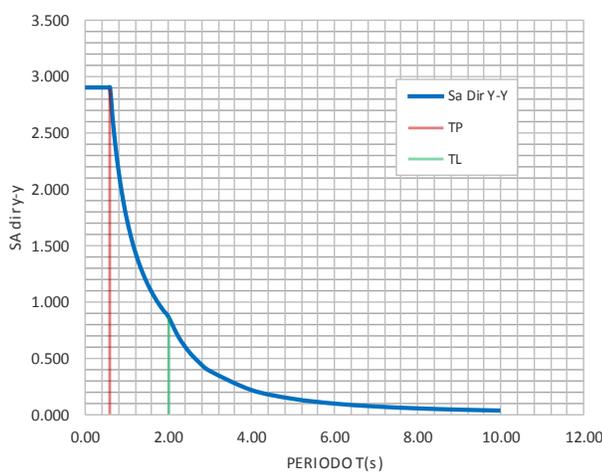


Figura N° 4: Espectro de Aceleración E030

En el modelo, tenemos el siguiente espectro para S_x y para S_y:

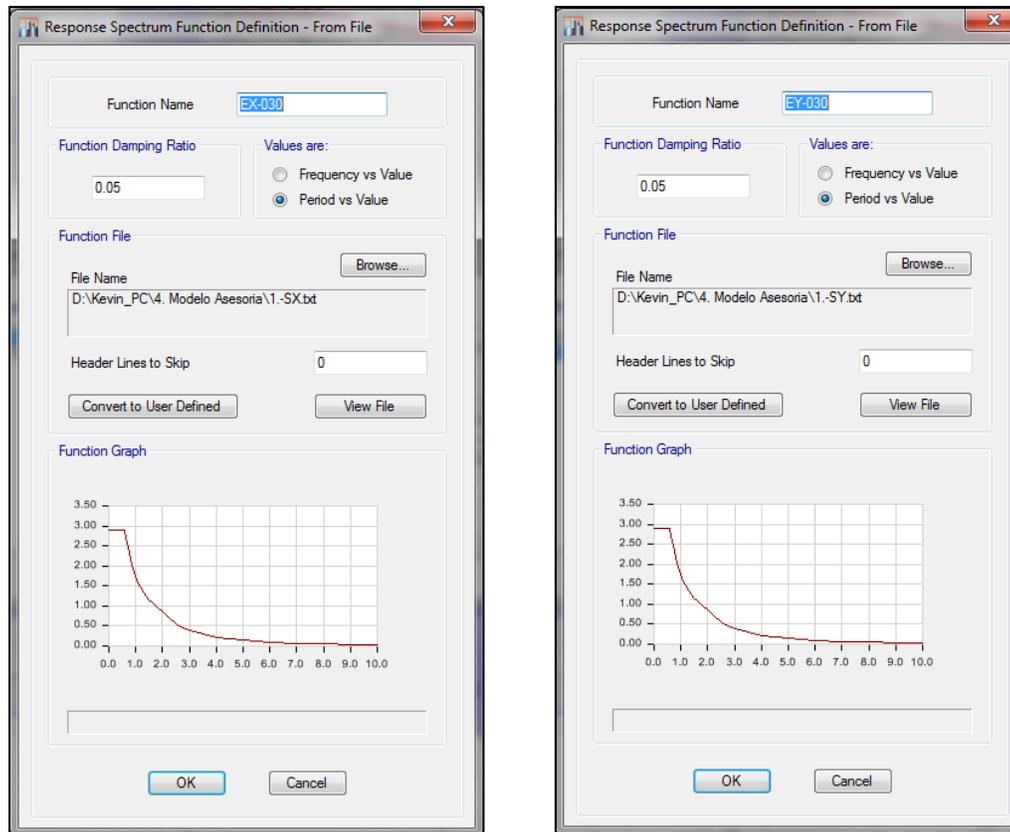


Figura Nº 5: Espectro de Diseño en el programa ETABS (SX y SY)

9.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Coeficiente basal: En Eje X $\frac{Z_x U_x S_x C}{R} * g = 2.897$, En Eje Y $\frac{Z_y U_y S_y C}{R} * g = 2.897$

Cortante: Coeficiente Basal x Peso

Dado que las fuerzas del análisis estático son similares y en casos menores a las del análisis dinámico, se consideró solo las del análisis dinámicos. Pues la norma expone para estructuras irregulares que cuando los resultados de la cortante del análisis dinámico sean menores al 90% del análisis estático, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

9.3. ANÁLISIS DINÁMICO

4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

4.6.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

4.6.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

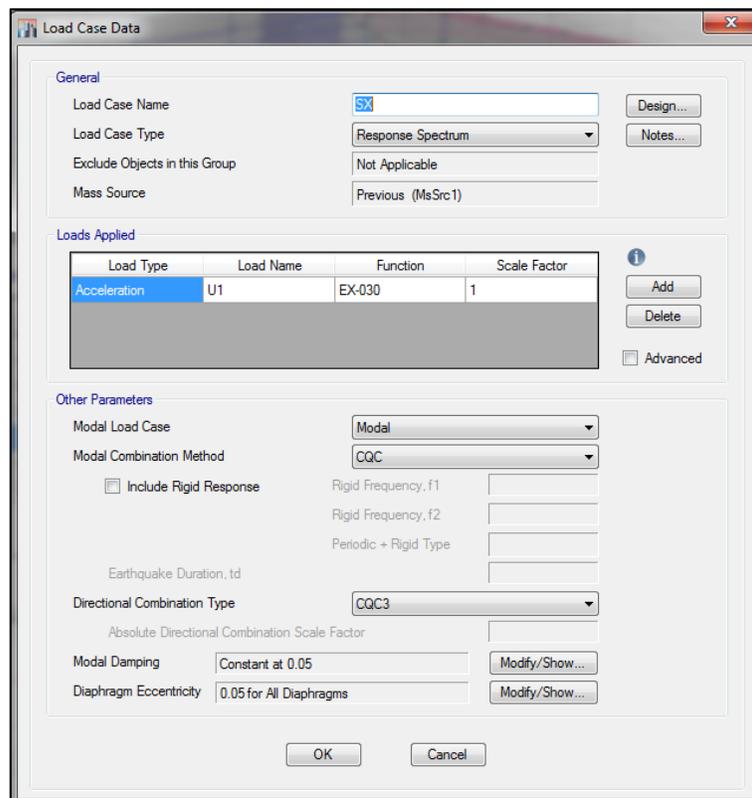


Figura Nº 6: Casos de Carga Sísmica – Análisis Dinámico en el ETABS

9.4. MODOS DE VIBRACIÓN

Tenemos como principal modo de vibración en la dirección X de 0.167 seg y en la dirección Y de 0.192 seg, teniendo como porcentajes de participación de masa modal de 33.02% para el principal modo en X y 37.85% en el principal modo en Y.

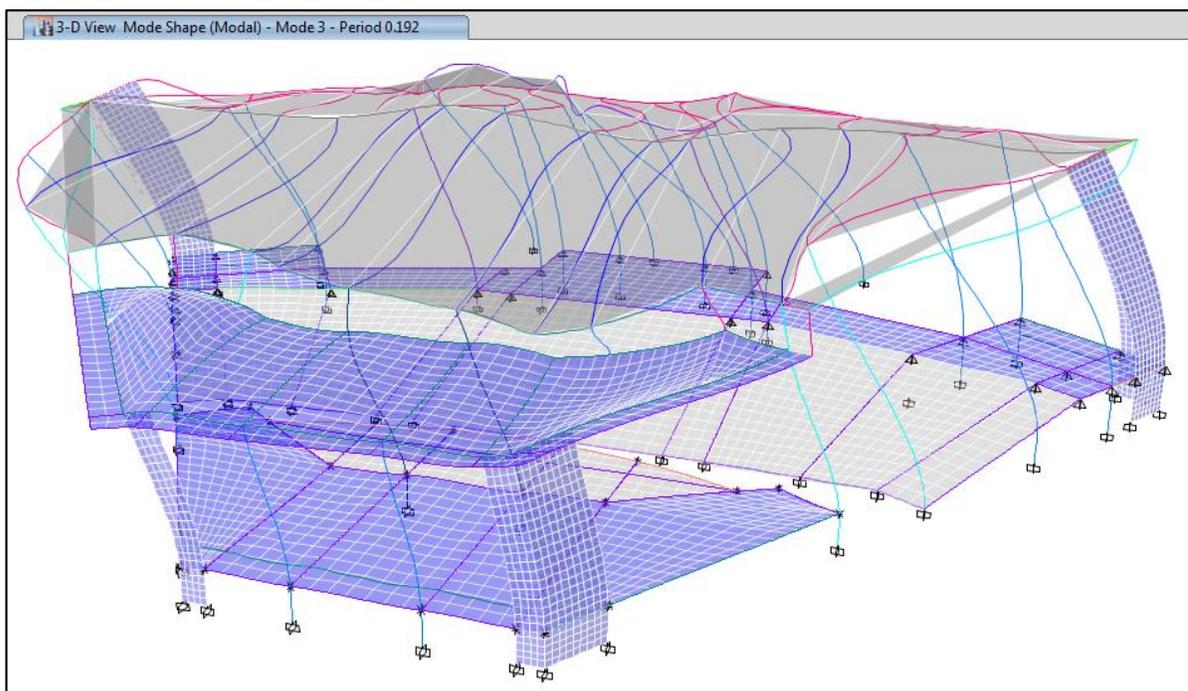
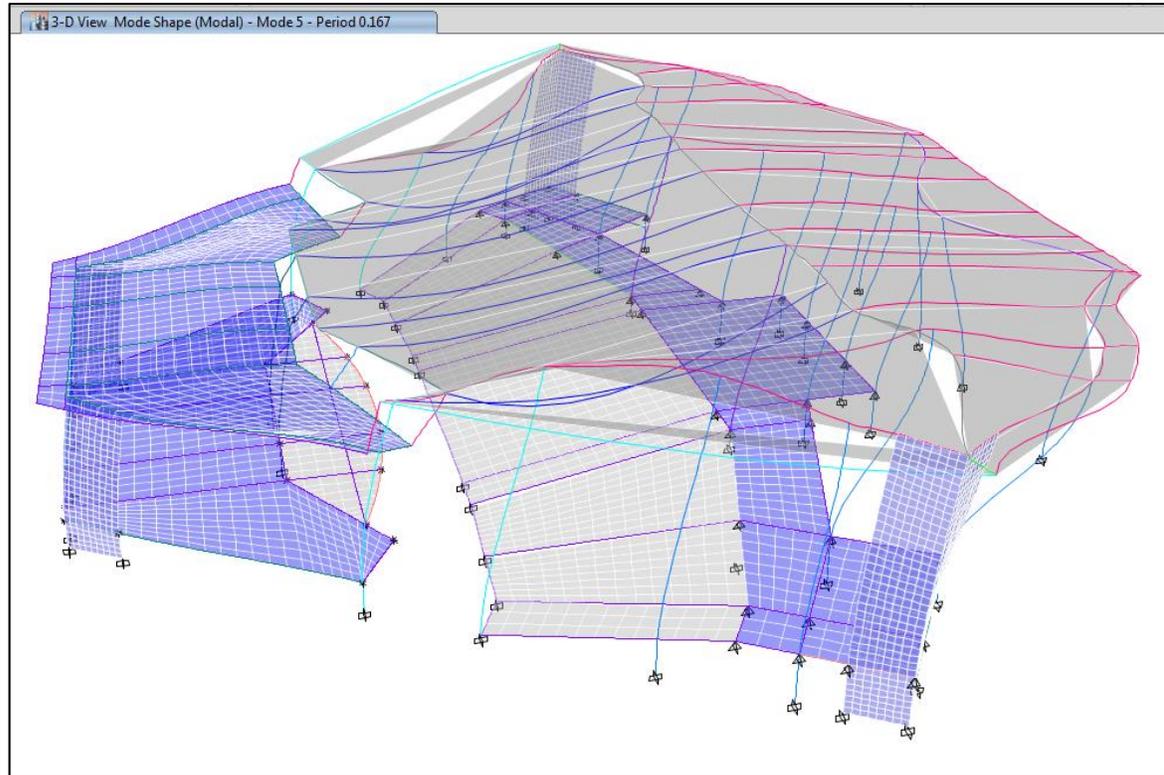


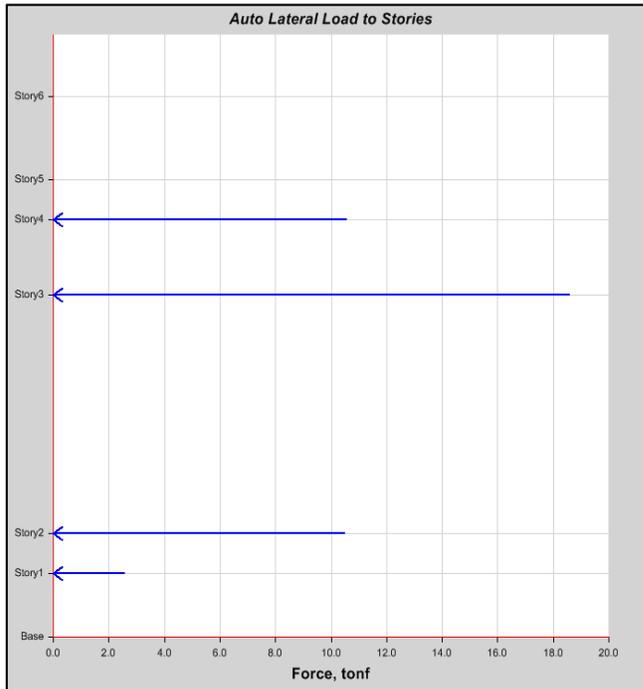
Figura N° 7: Principales Modos en X y modo Y

El porcentaje total de masa que se llegó usando 700 modos llega a casi el 91%, superando de esta forma al 90% mínimo indicado en la norma E030 de Diseño Sismorresistente del RNE.

9.5. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

En el software ETABS se obtienen las siguientes fuerzas sísmicas en el análisis estático

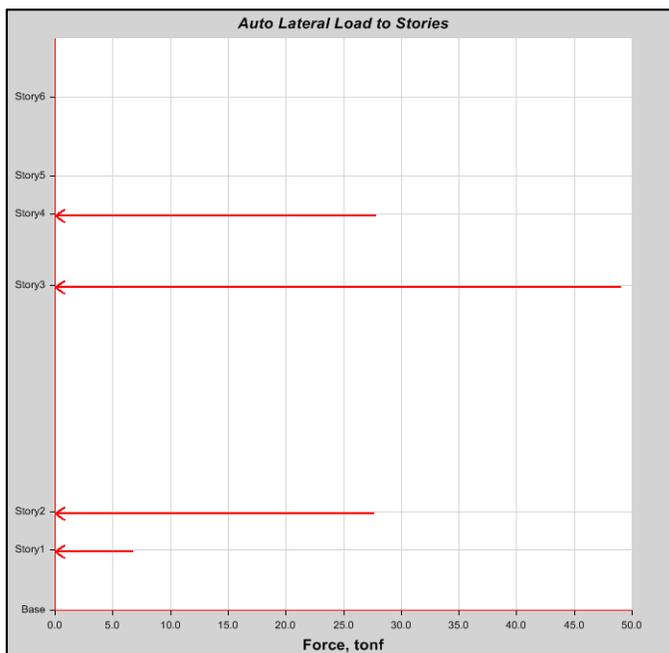
Para el Sismo en la Dirección X se tiene:



Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story6	7.18	Top	0	0
Story5	6.08	Top	0	0
Story4	5.55	Top	10.5674	0
Story3	4.55	Top	18.6191	0
Story2	1.38	Top	10.5145	0
Story1	0.85	Top	2.5865	0
Base	0	Top	0	0

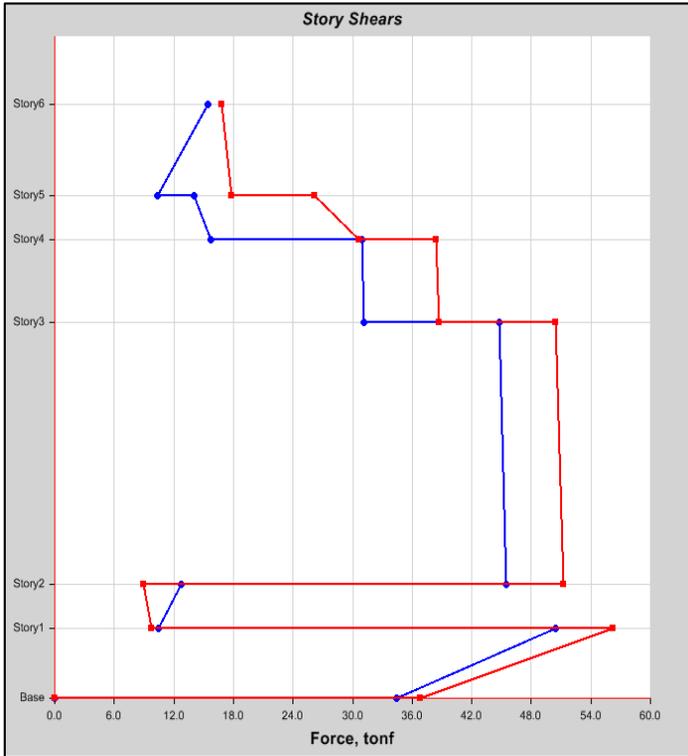
Para el Sismo en la Dirección Y se tiene:



Story Response Values

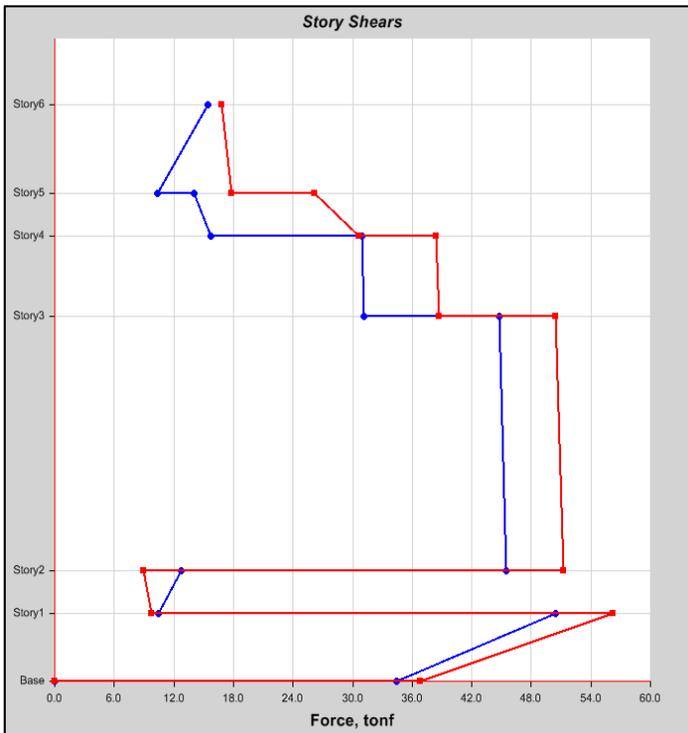
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story6	7.18	Top	0	0
Story5	6.08	Top	0	0
Story4	5.55	Top	0	27.8596
Story3	4.55	Top	0	49.0868
Story2	1.38	Top	0	27.7199
Story1	0.85	Top	0	6.8189
Base	0	Top	0	0

Mientras que para la fuerza cortante en la base según el análisis modal espectral, se tienen los siguientes reportes:



Story Response Values SX

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story6	7.18	Top	15.3794	16.8612
		Bottom	10.3208	17.8194
Story5	6.08	Top	14.0636	26.1448
		Bottom	15.7661	30.6698
Story4	5.55	Top	30.9567	38.3596
		Bottom	31.1498	38.7273
Story3	4.55	Top	44.7316	50.4401
		Bottom	45.5114	51.2662
Story2	1.38	Top	12.7616	8.9818
		Bottom	10.4642	9.7474
Story1	0.85	Top	50.4495	56.2146
		Bottom	34.4622	36.8056
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story6	7.18	Top	15.3794	16.8612
		Bottom	10.3208	17.8194
Story5	6.08	Top	14.0636	26.1448
		Bottom	15.7661	30.6698
Story4	5.55	Top	30.9567	38.3596
		Bottom	31.1498	38.7273
Story3	4.55	Top	44.7316	50.4401
		Bottom	45.5114	51.2662
Story2	1.38	Top	12.7616	8.9818
		Bottom	10.4642	9.7474
Story1	0.85	Top	50.4495	56.2146
		Bottom	34.4622	36.8056
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

El análisis sísmico dinámico por superposición modal y el análisis estático nos dan los siguientes valores:

	Edificación		
	Vdinámico	Vestático	Vdin/Vest
SX	47.3835	42.2875	+100%
SY	47.3835	42.2875	+100%

Debido a que las cortantes dinámicas superan el mínimo de 90% indicado en la norma, los resultados son aceptados y no se procede a escalar.

9.6. CONTROL DE DERIVAS PARA LA EDIFICACIÓN

DIRECCION SX

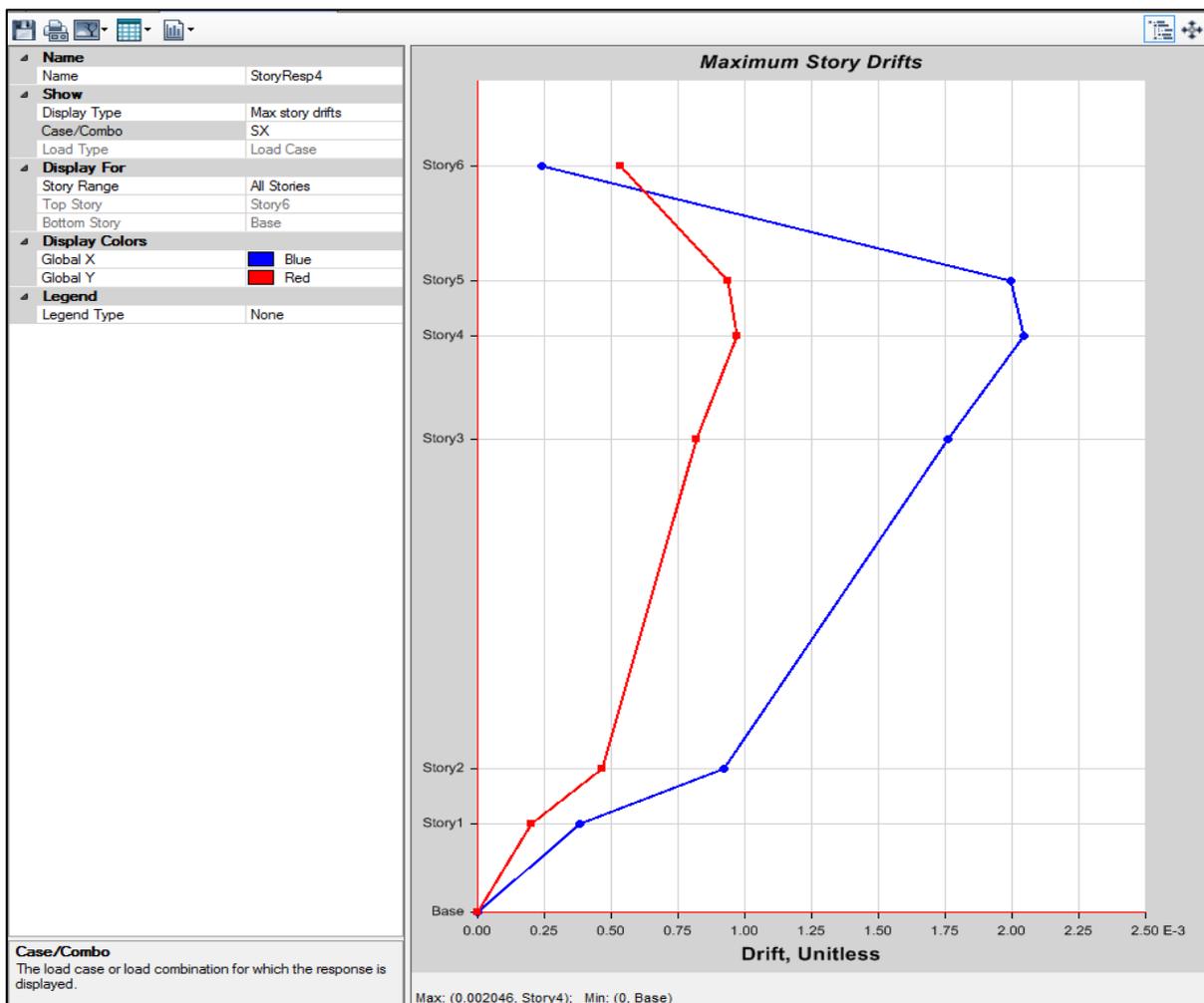


Figura Nº 8: Distorsiones calculadas en el ETABS

Y haciendo un análisis de distorsiones de cada piso, vemos que la estructura si verifica los límites.

Story	Load Case	Max Drift	Distorsión Real	E030 Limite	Verificación
PISO 6	SX	0.000238	0.001071	0.007	Ok
PISO 5	SX	0.001995	0.0089775	0.007	Ok
PISO 4	SX	0.002046	0.009207	0.007	Ok
PISO 3	SX	0.001758	0.007911	0.007	Ok
PISO 2	SX	0.000921	0.0041445	0.007	Ok
PISO 1	SX	0.000382	0.001719	0.007	Ok

DIRECCIÓN SY

La norma E030 establece un límite de deriva de 0.007 para el sistema de concreto armado.

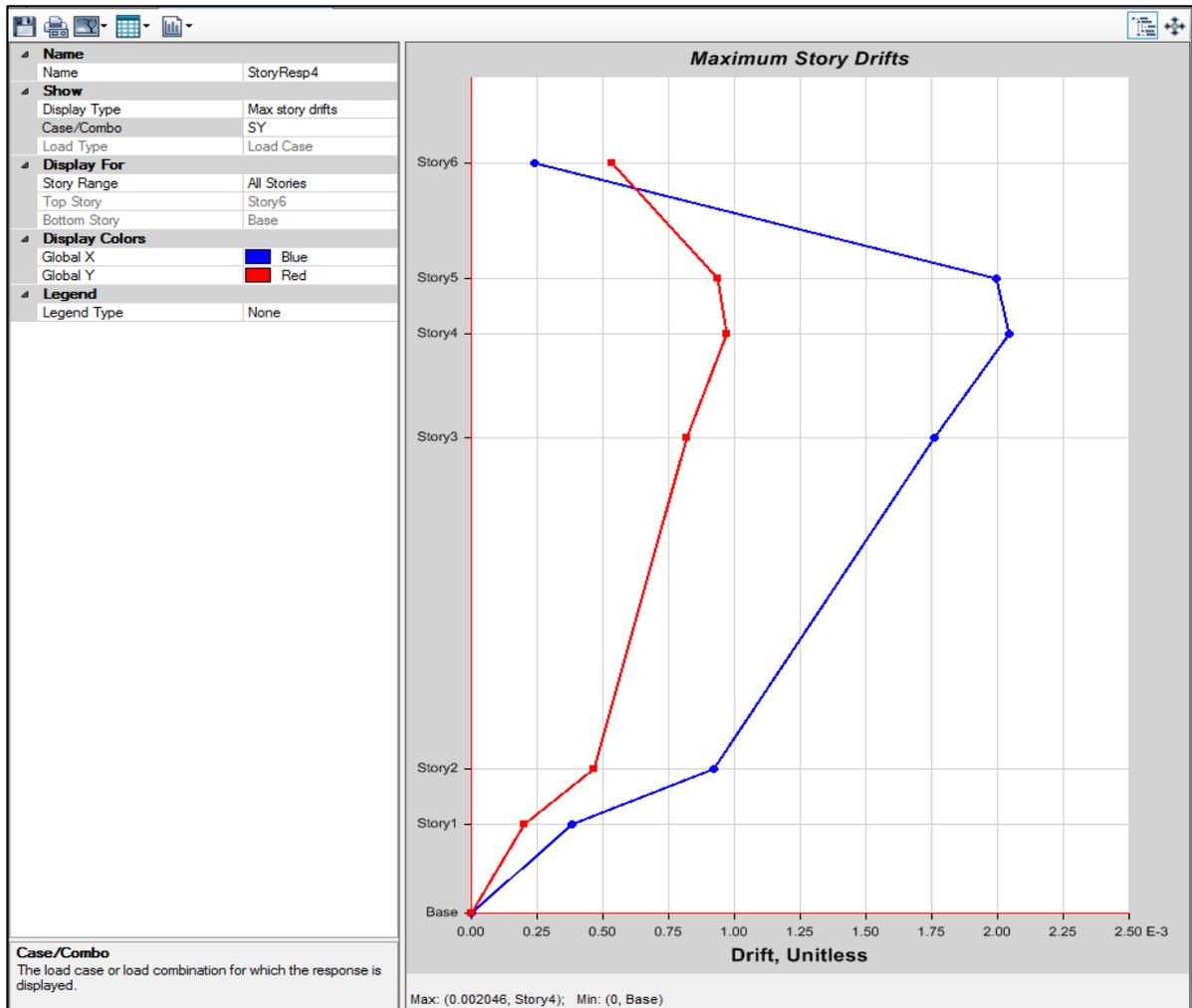


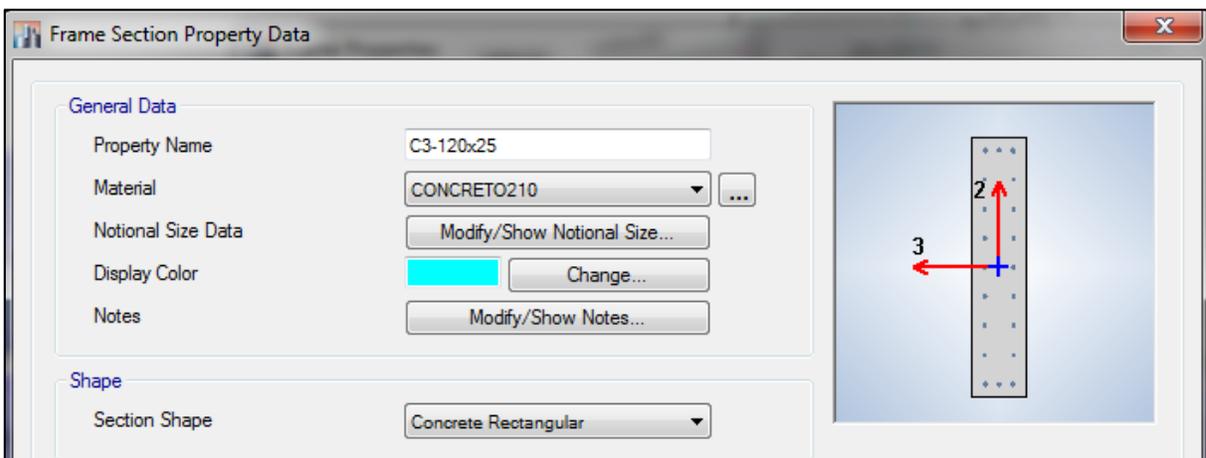
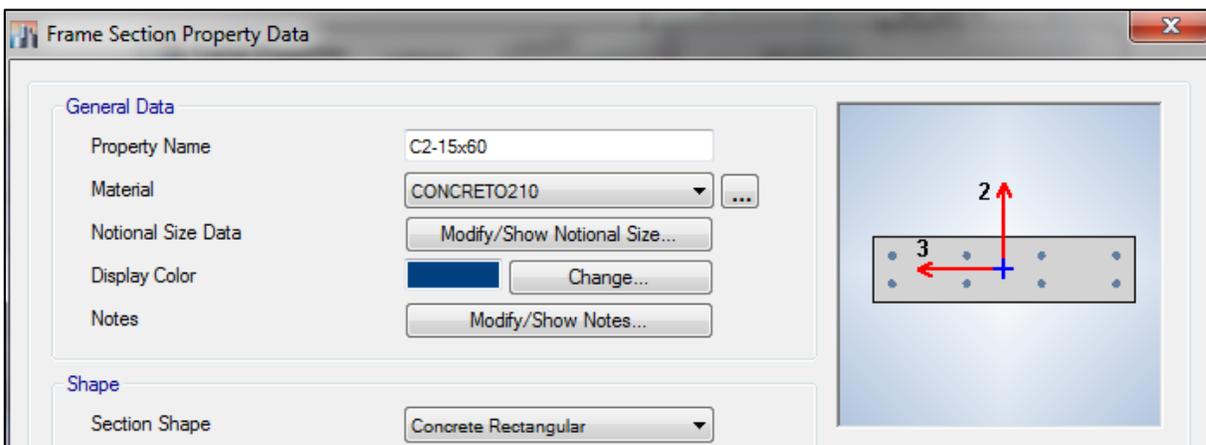
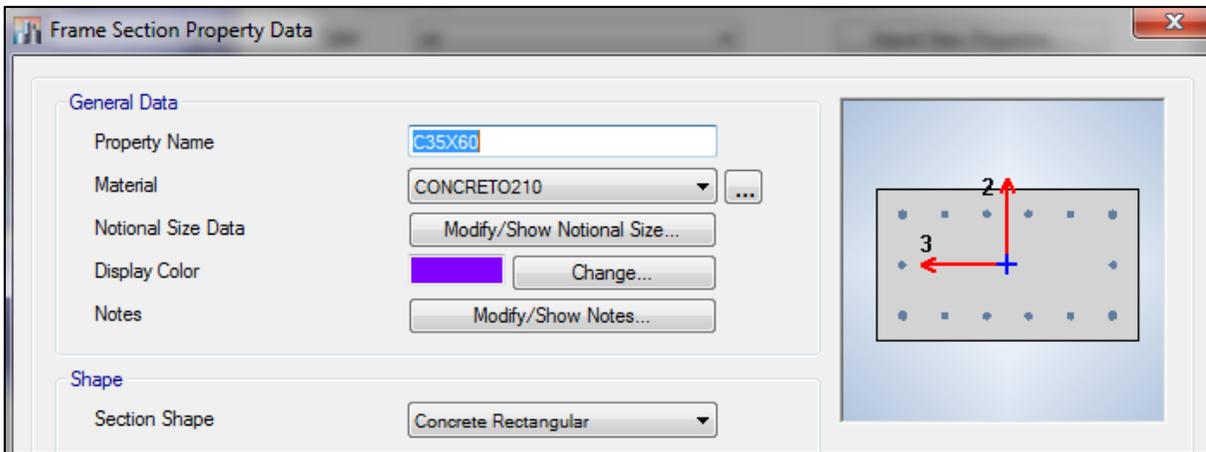
Figura N° 9: Distorsiones elásticas calculadas en el ETABS

Estos valores también cumplen los requerimientos establecidos en la norma E030.

Story	Load Case	Max Drift	Distorsión Real	E030 Limite	Verificación
PISO 6	SY	0.000532	0.002394	0.007	Ok
PISO 5	SY	0.000938	0.004221	0.007	Ok
PISO 4	SY	0.00097	0.004365	0.007	Ok
PISO 3	SY	0.000821	0.0036945	0.007	Ok
PISO 2	SY	0.000466	0.002097	0.007	Ok
PISO 1	SY	0.000201	0.0009045	0.007	Ok

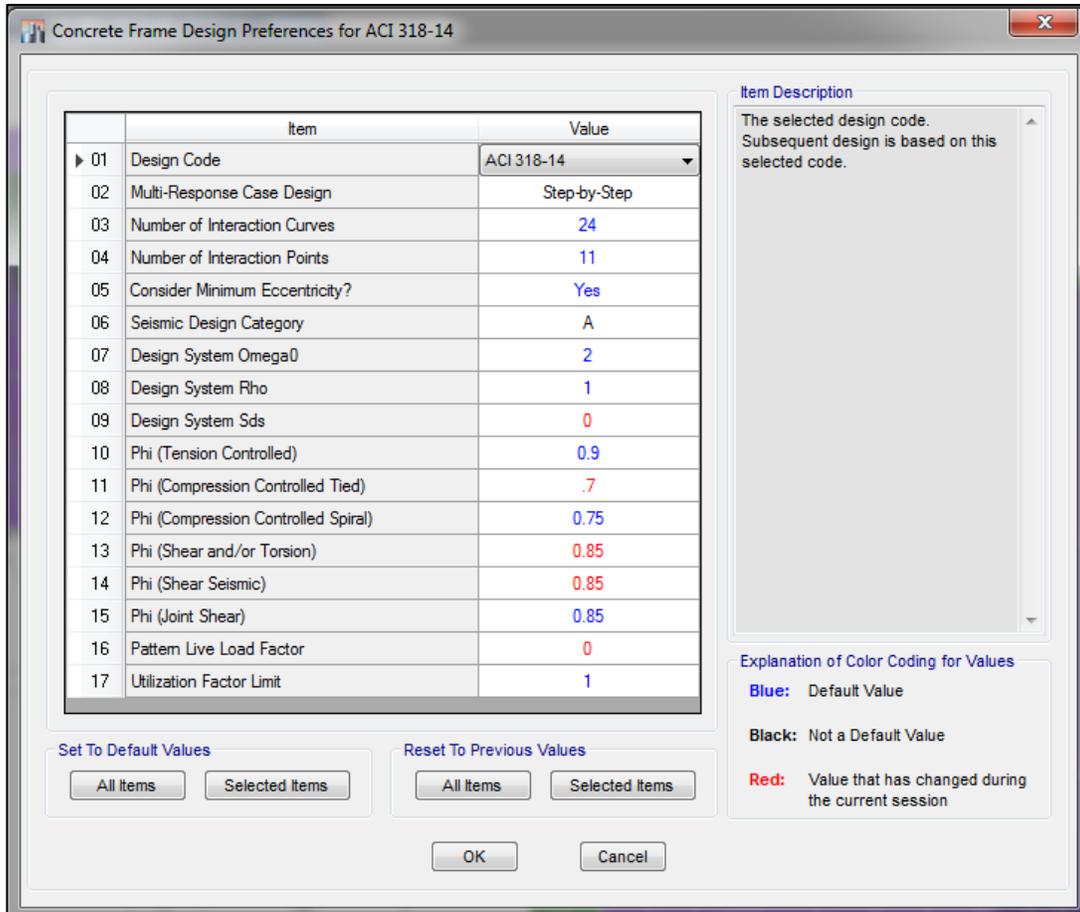
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La estructura está cumpliendo con las distorsiones máximas permisibles por la norma del RNE E-030 ($D_{max}=0.007$, para el sistema de concreto armado)
- Las losas aligeradas deberán tener el refuerzo según se muestran en la presente memoria de cálculo y planos (ver anexos).
- Las columnas y vigas deberán tener el refuerzo según se muestran en la presente memoria de cálculo y planos (ver anexos).
- Todas las especificaciones de longitudes de doblado y anclaje, se presentan en los cuadros de detalle de los planos según corresponda.
- En caso de encontrar incompatibilidades entre el diseño estructural y la realidad en obra ponerse en contacto con el ingeniero estructural.

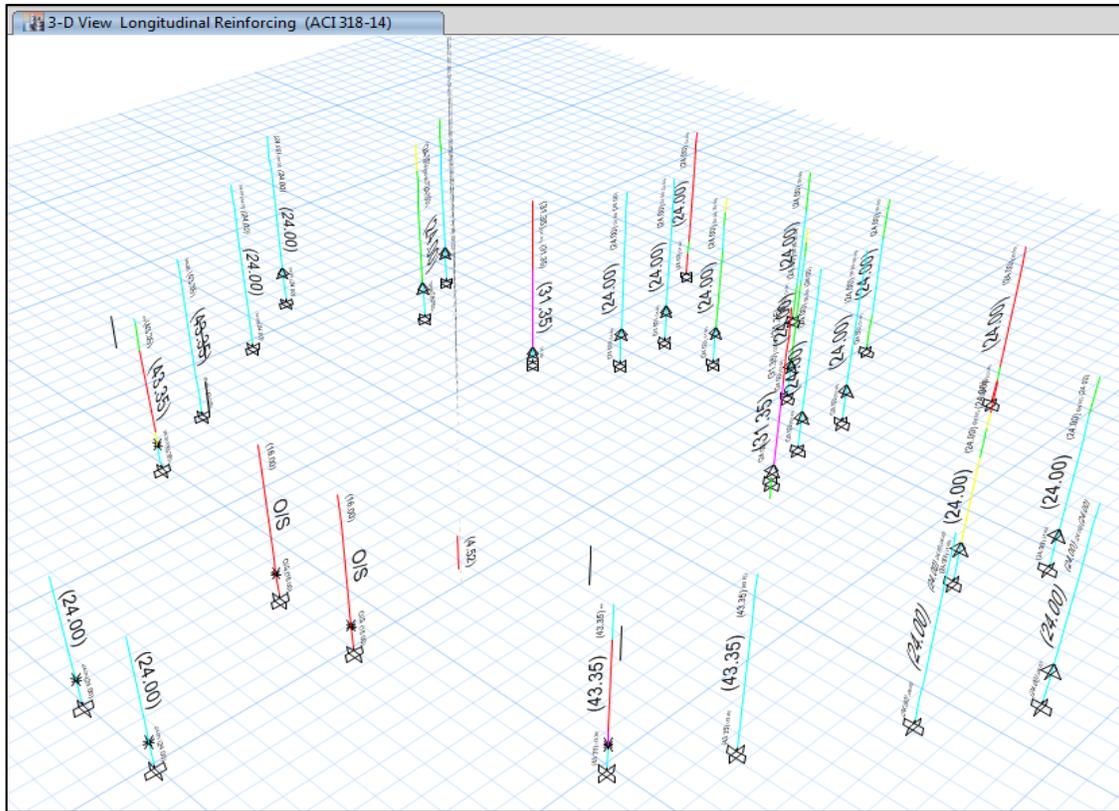


Para el diseño de las columnas usó del diseñador de elementos proporcionado por el mismo software ETABS.

Previamente, antes de diseñar las columnas con el diseñador de elementos del ETABS, el cual no tiene nuestro código de diseño (RNE – E060 Concreto Armado), se procedió a adecuarlo de acuerdo a nuestros requerimientos.

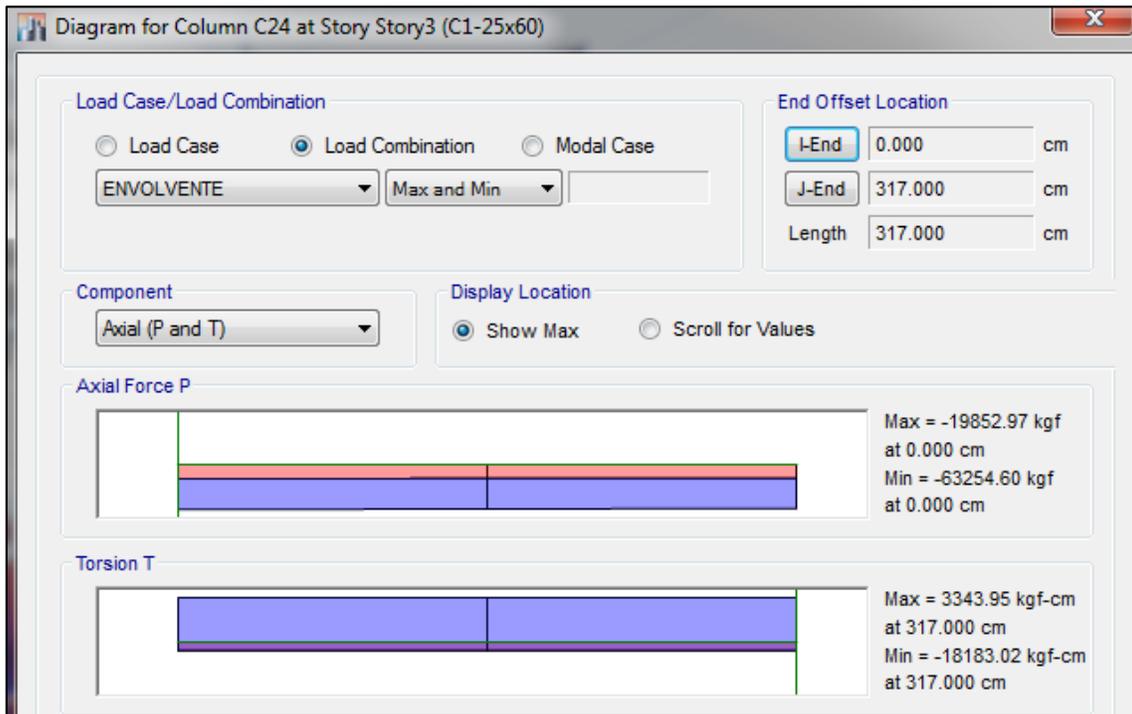


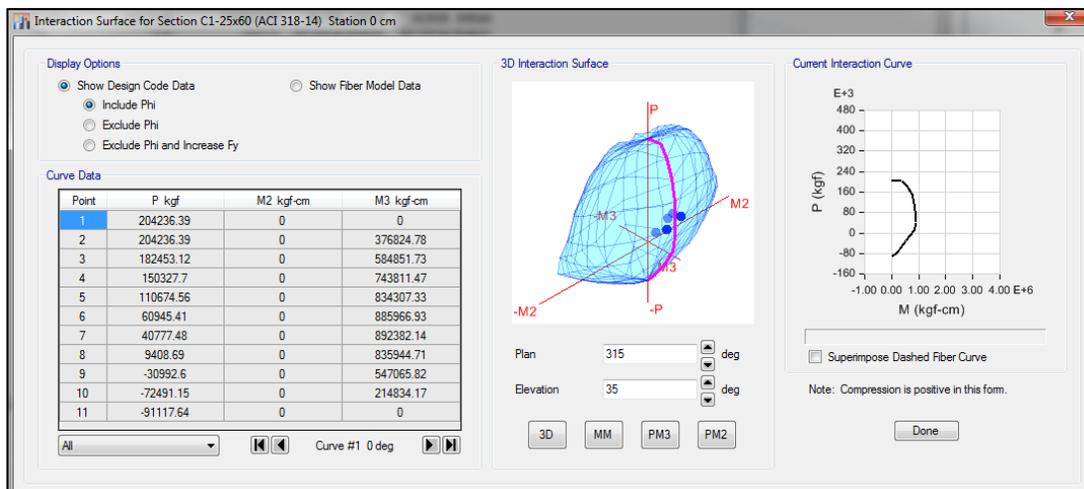
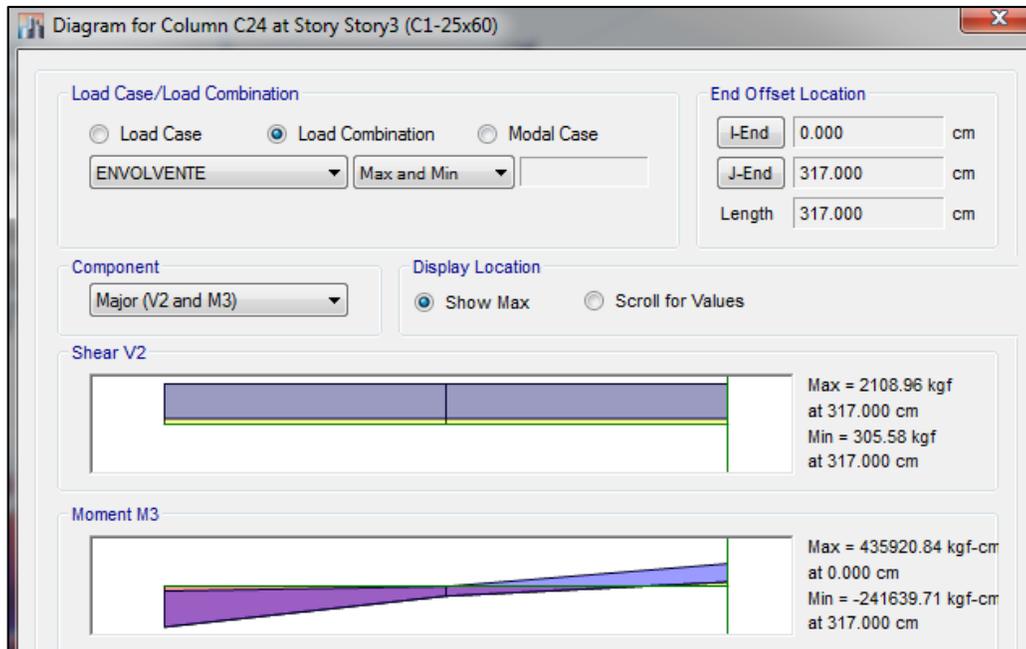
Luego de ejecutar el diseñador automático, se ven los ratios de demanda capacidad:



Se puede observar que algunas columnas no cumplen el diseño (color rojo), por lo que estas pasaran a ser rediseñadas aumentando su sección o aumentando el refuerzo.

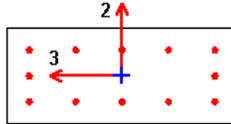
Pasamos a presentar el reporte de la columna C24 25x60





ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story3	C24	129	C1-25x60	Comb7	0	317	0.662	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
60	25	5.798	2.73

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ys} (kgf/cm ²)
253456.35	210	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.75	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
52142.68	617417.38	505765.05	173322.27	118572.45	1.6	0.733

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length cm
Major Bend(M3)	1	1.160222	1	1	317
Minor Bend(M2)	1	1.024564	1	1	317

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u kgf	Shear ΦV_c kgf	Shear ΦV_s kgf	Shear ΦV_p kgf	Rebar A_v / s cm ² /cm
Major, V_{u2}	2087.9	8282.23	0	0	0
Minor, V_{u3}	1886.8	9740.91	0	0	0

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ΦV_c kgf	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ΦV_c kgf	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Minor Shear, V_{u3}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A

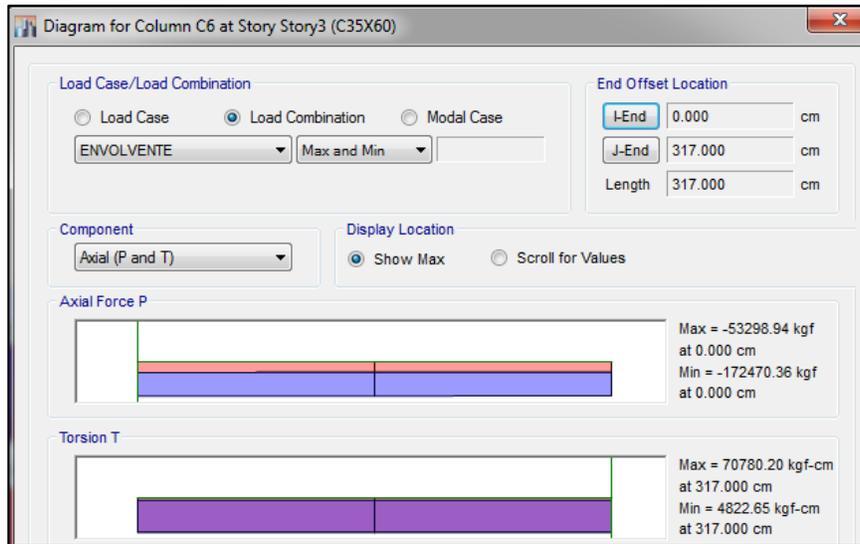
Notes:

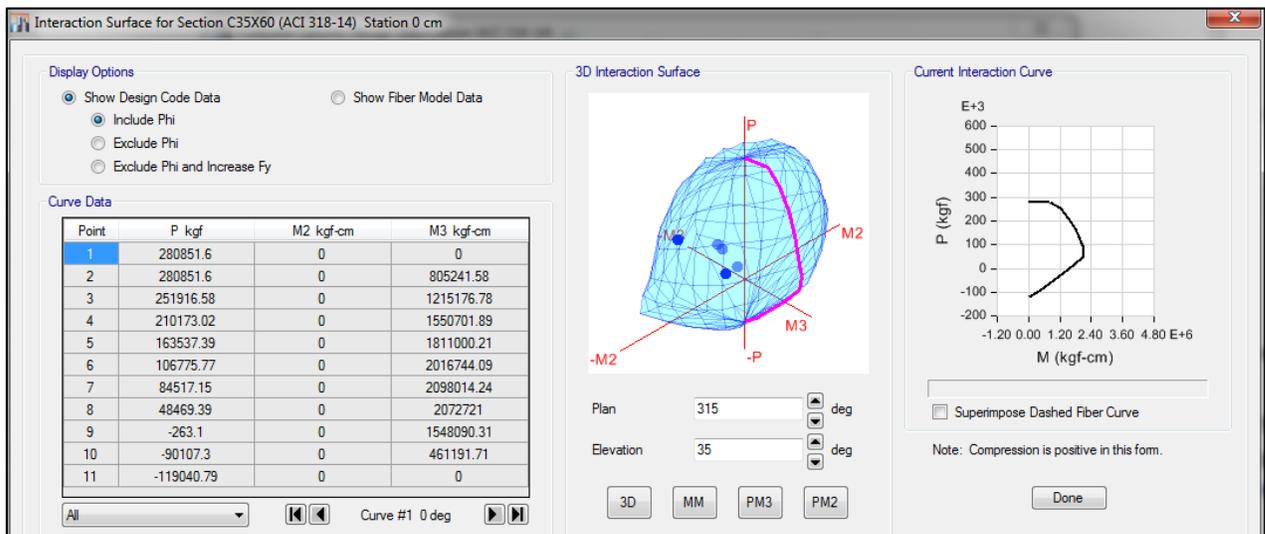
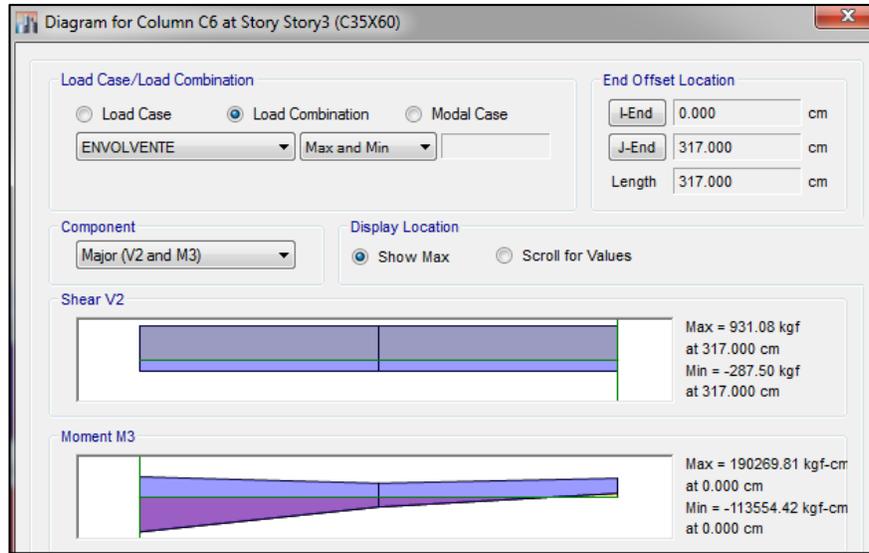
N/A: Not Applicable

N/C: Not Calculated

N/N: Not Needed

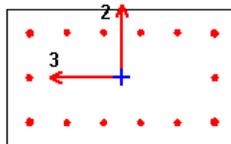
Pasamos a presentar el reporte de la columna C6 35x60





ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story3	C6	104	C35X60	Comb1	0	317	0.496	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
60	35	5.95	2.73

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ys} (kgf/cm ²)
253456.35	210	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.75	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
172470.36	-1762705.41	812719.66	573291.48	443938.71	1.49	0.903

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length cm
Major Bend(M3)	1	1.830702	1	1	532.756
Minor Bend(M2)	1	1.182599	1	1	532.756

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u kgf	Shear ΦV_c kgf	Shear ΦV_s kgf	Shear ΦV_p kgf	Rebar A_v/s cm ² /cm
Major, V_{u2}	524.7	18035.39	0	0	0
Minor, V_{u3}	8877.18	19574.65	0	0	0

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ΦV_c kgf	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear, V_{u3}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A

Notes:

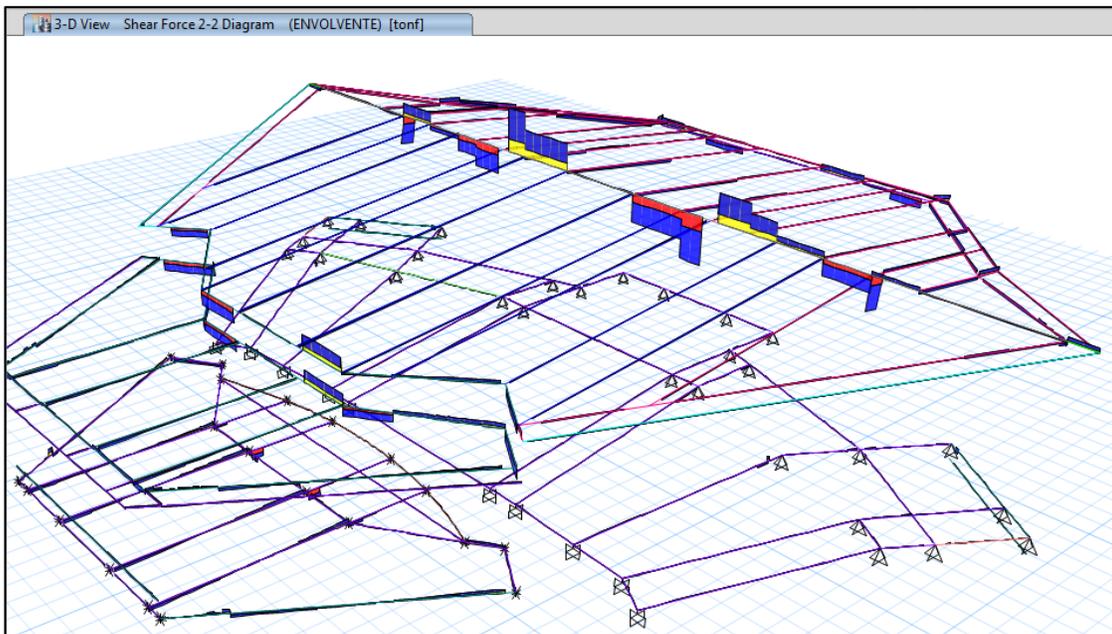
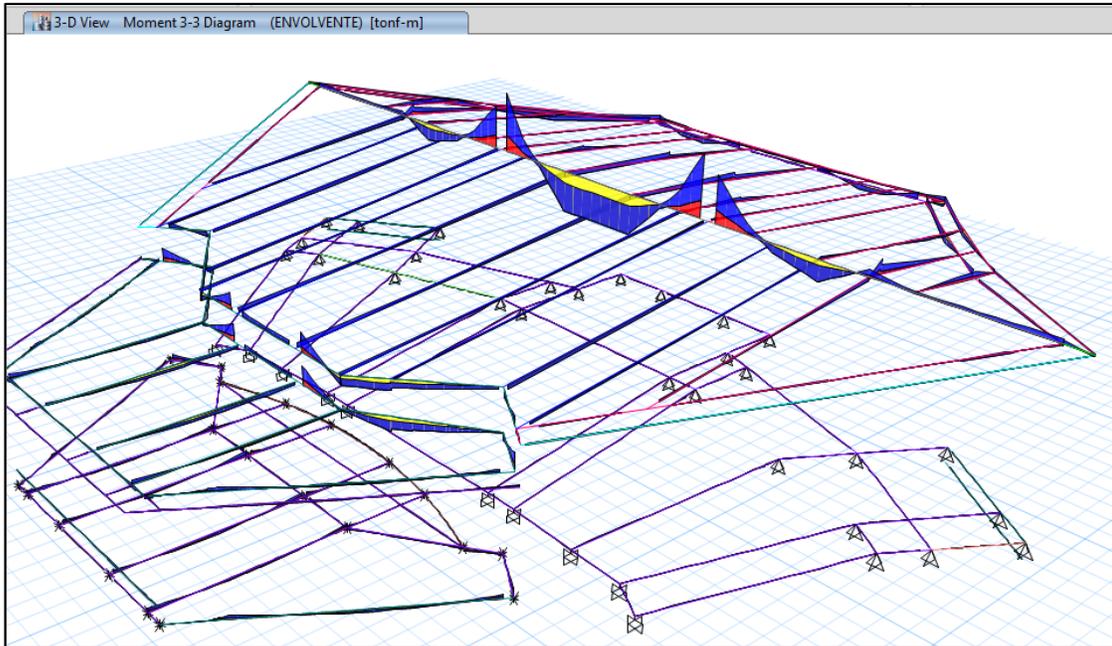
N/A: Not Applicable

N/C: Not Calculated

N/N: Not Needed

11.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS

Tenemos el siguiente diagrama de momentos de la estructura en general



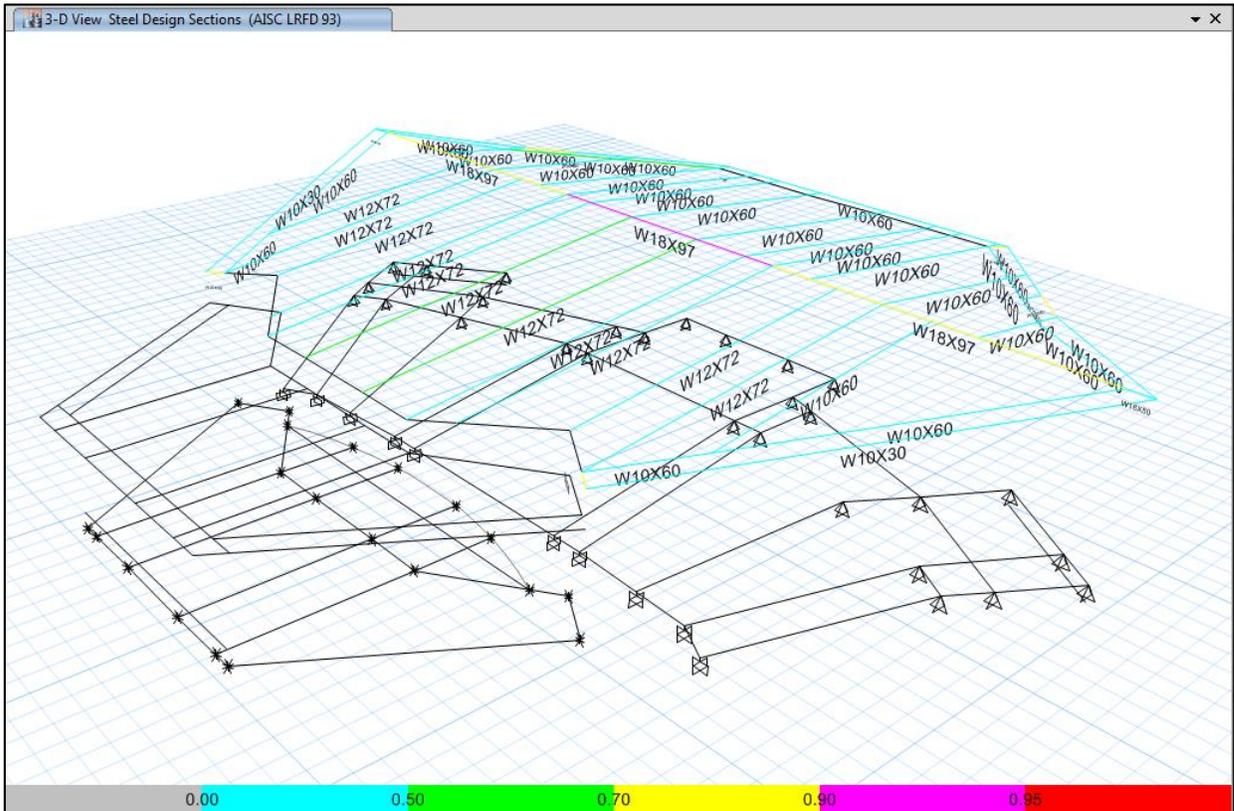
Analizando la Viga más cargada W 18x97, se observa que:

Momento Máximo Positivo= 71.95 ton.m

Momento Máximo Negativo= 106.25 ton.m

Cortante Máxima= 81.93ton

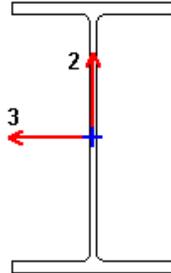
Para el diseño de los elementos viga (Beam) se procederá a hacer uso del diseñador automático del ETABS



Asimismo también obtenemos su reporte para la viga de color magenta (ratio de capacidad/demanda=93.8%):

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story6	B69	472	0.3	DStIS36	Moment Resisting Frame	W18X97	Compact

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_t	Φ_v	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.85	0.9	0.9	0.9

Section Properties

A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	r ₃₃ (m)	S ₃₃ (m ³)	A _{v3} (m ²)	Z ₃₃ (m ³)
0.0184	0.000728	0.19904	0.003084	0.0104	0.003458

J (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	r ₂₂ (m)	S ₂₂ (m ³)	A _{v2} (m ²)	Z ₂₂ (m ³)	C _w (m ⁶)
0.000002	0.000084	0.06745	0.000593	0.0064	0.000906	0

Material Properties

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	α
20389019.16	35153.48	NA

Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio _{Major}	Flexural Ratio _{Minor}
0.938	0.012 +	0.891 +	0.035

Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo DStIS36)

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)
0.3	-10.866	-96.2992	0.9884	-74.0306	-1.9772

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C _m	B ₁	B ₂	C _b
Major Bending	0.938	1	0.85	1	1	1
Minor Bending	0.319	1	0.85	1	1	

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
10.866	470.3649	581.7323

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)
Major Bending	96.2992	108.024
Minor Bending	0.9884	28.1648

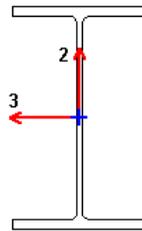
Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	74.0306	121.8698	0.607
Minor Shear	1.9772	197.1154	0.01

También se presenta el reporte para la viga de color amarillo (ratio de capacidad/demanda=76.3%):

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story6	B70	471	1135.58	DSIS36	Moment Resisting Frame	W18X97	Compact

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_t	Φ_v	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.85	0.9	0.9	0.9

Section Properties

A (cm ²)	I ₃₃ (cm ⁴)	r ₃₃ (cm)	S ₃₃ (cm ³)	A _{v3} (cm ²)	Z ₃₃ (cm ³)
183.9	72840.5	19.904	3083.6	103.8	3457.7

J (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	r ₂₂ (cm)	S ₂₂ (cm ³)	A _{v2} (cm ²)	Z ₂₂ (cm ³)	C _w (cm ⁶)
243.9	8366.3	6.745	593.5	64.2	906.2	4185012.1

Material Properties

E (N/cm ²)	f _y (N/cm ²)	α
19994797.88	34473.79	NA

Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio _{Major}	Flexural Ratio _{Minor}
0.763	0.003 +	0.656 +	0.104

Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo DStIS36)

Location (cm)	P _u (N)	M _{u33} (N-cm)	M _{u22} (N-cm)	V _{u2} (N)	V _{u3} (N)
1135.58	-25893.27	-70393697	2874090.05	440518.92	-21306.71

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C _m	B ₁	B ₂	C _b
Major Bending	0.974	1	0.85	1	1	1.96
Minor Bending	0.363	1	0.85	1	1	

Axial Force and Capacities

P _u Force (N)	φP _{nc} Capacity (N)	φP _{nt} Capacity (N)
25893.27	4037989.46	5704844.72

Moments and Capacities

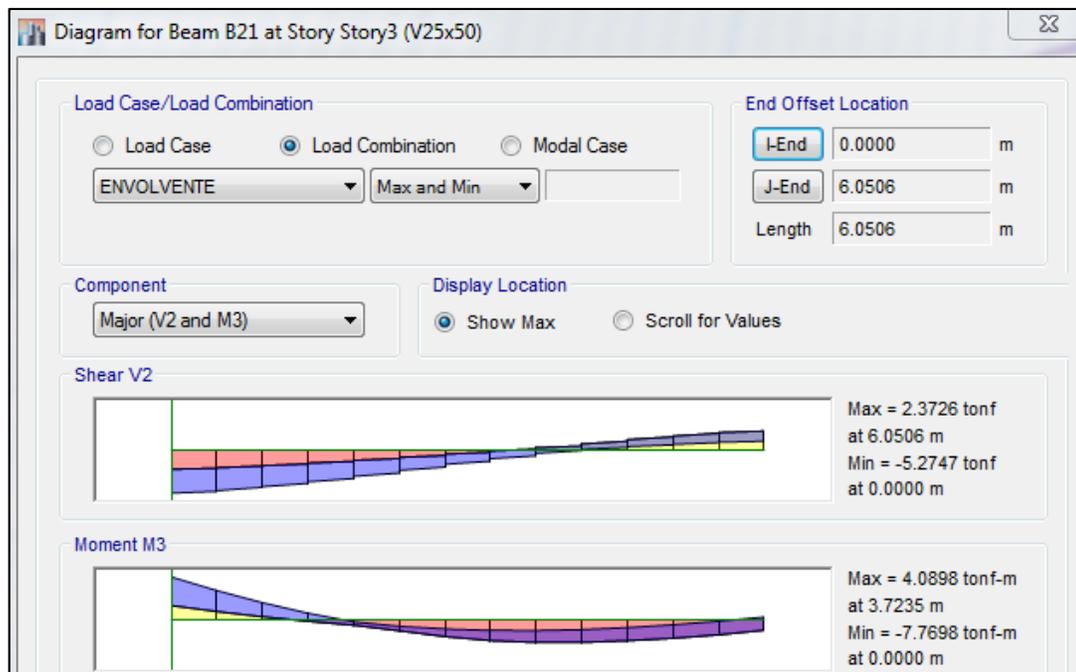
	M _u Moment (N-cm)	φM _n Capacity (N-cm)
Major Bending	70393697.18	107279104
Minor Bending	2874090.05	27620207.88

Shear Design

	V _u Force (N)	φV _n Capacity (N)	Stress Ratio
Major Shear	440518.92	1195134.94	0.369
Minor Shear	21306.71	1933041.59	0.011

Ahora se pasa a diseñar las vigas de concreto armado;

Se mostrará el diseño de la viga V25x50 B21 del Piso 3



Donde se obtiene el siguiente refuerzo:

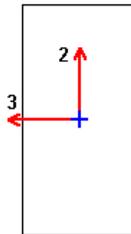
4.91	1.57	1.57
3.18	3.36	3.09

Por lo que el refuerzo será de dos varillas de 5/8" en la zona inferior y superior. Y también se colocará bastones de 1/2" en la zona de los extremos en la parte superior.

A continuación se presenta el reporte del ETABS

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story3	B21	185	V25x50	Comb1	0	605.065	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
25	50	25	0	6	6

Material Properties

E _c (N/cm ²)	f' _c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (N/cm ²)	f _{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2059.4	1	41368.55	41368.55

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.75	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment N-cm	Design +Moment N-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-7619529.83		4.91	0	3.67	4.91
Bottom (-2 Axis)		3809764.92	0	2.39	3.18	3.18

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

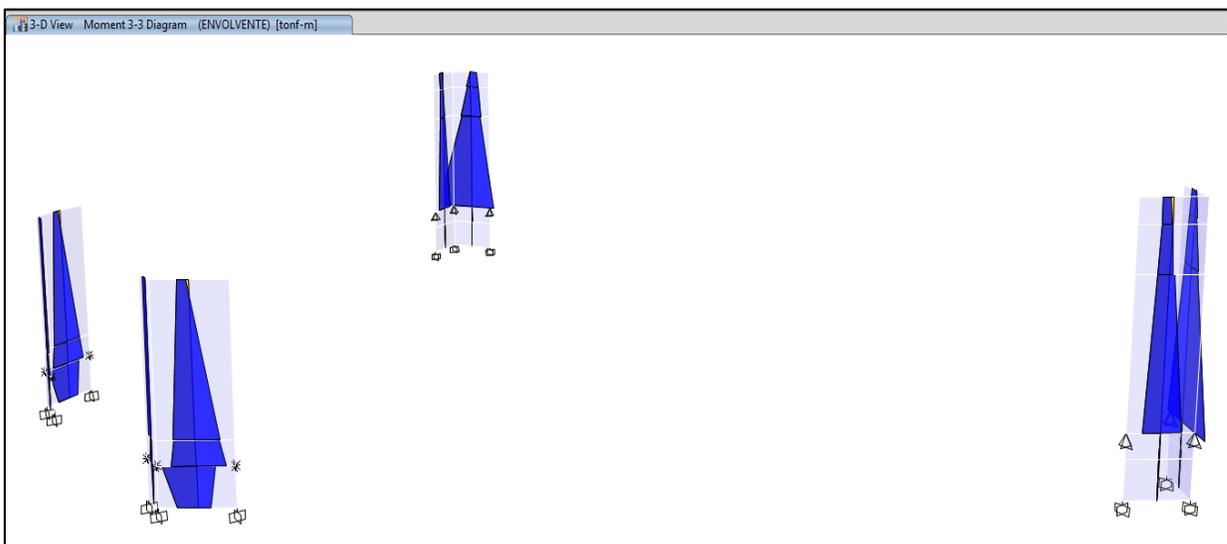
Shear V_{u2} N	Shear ϕV_c N	Shear ϕV_s N	Shear V_p N	Rebar A_v/S cm ² /cm
51726.7	70464.62	0	22845.76	0

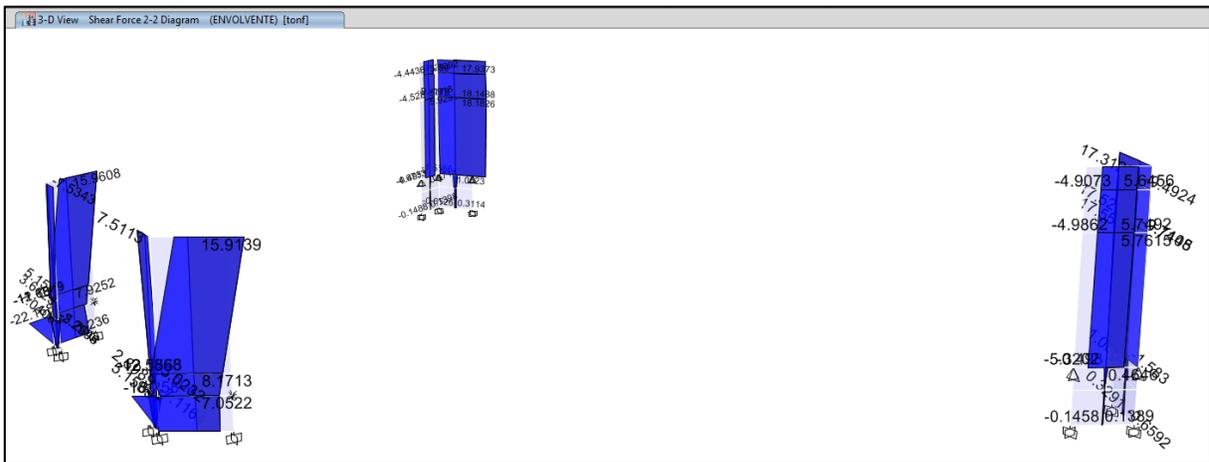
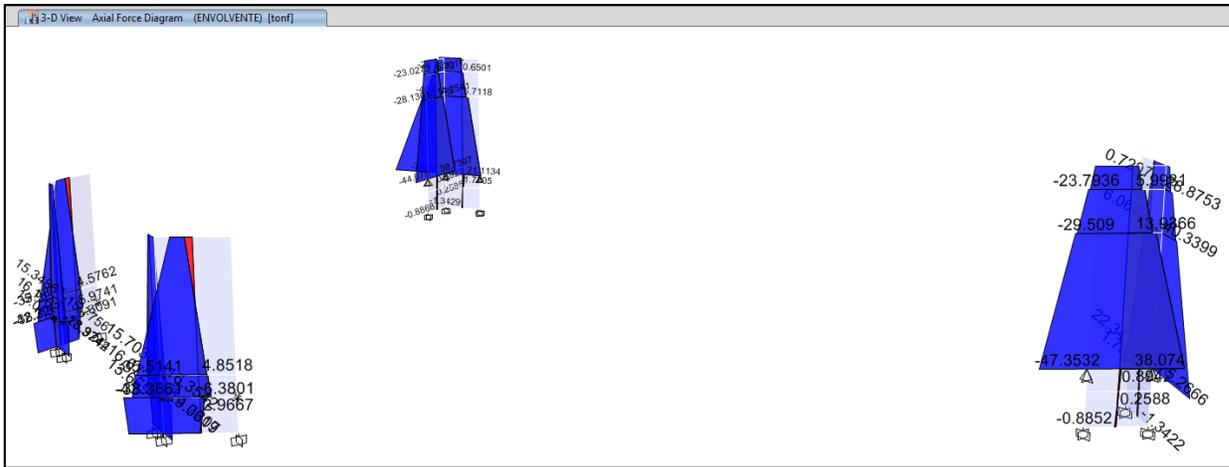
Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

ϕ^*T_u N-cm	Tth N-cm	Tcr N-cm	Area A_o cm ²	Perimeter, p_h cm	Rebar A_t/s cm ² /cm	Rebar A_l cm ²
1852443.8	347555.29	1390221.17	562.9	114.44	0.0468	5.35

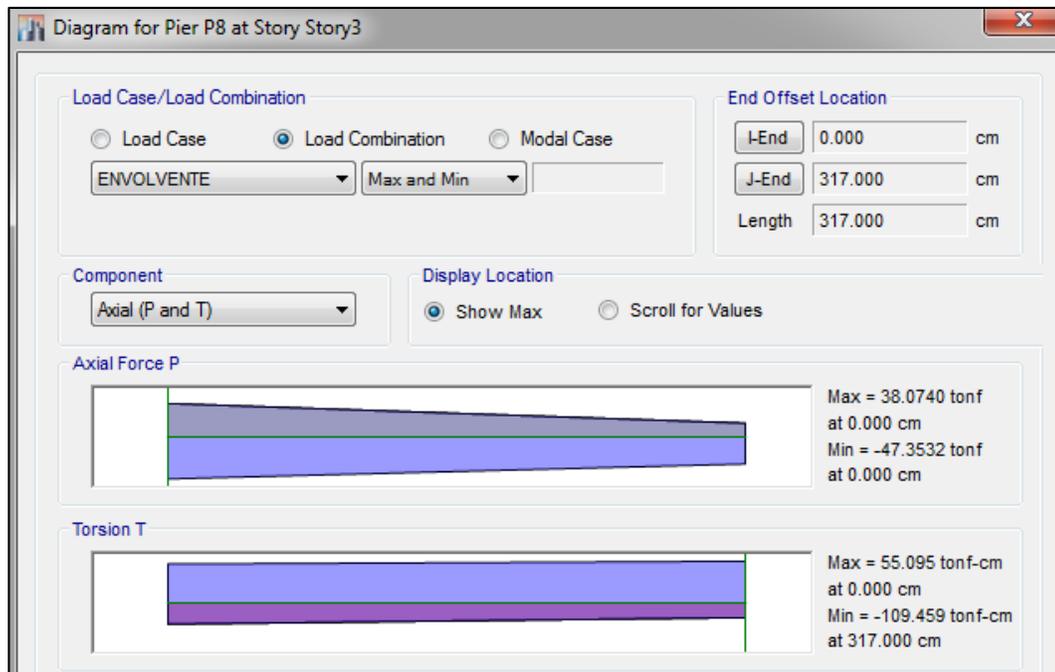
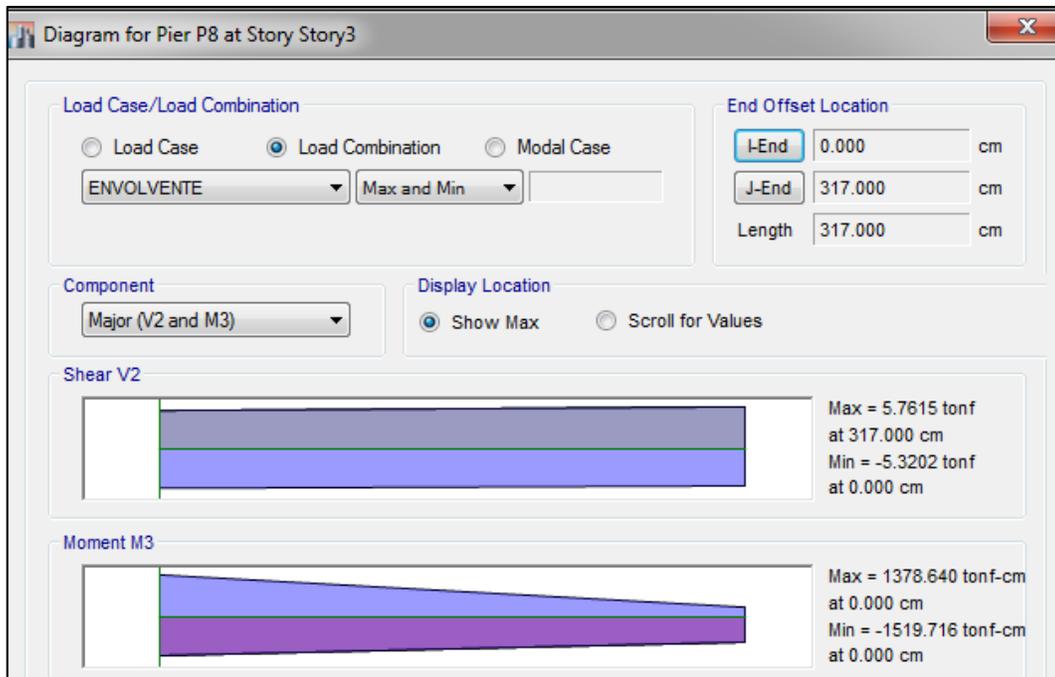
11.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE CONCRETO ARMADO

Tenemos los siguientes diagramas de momentos, cortantes y fuerzas axiales para las placas:



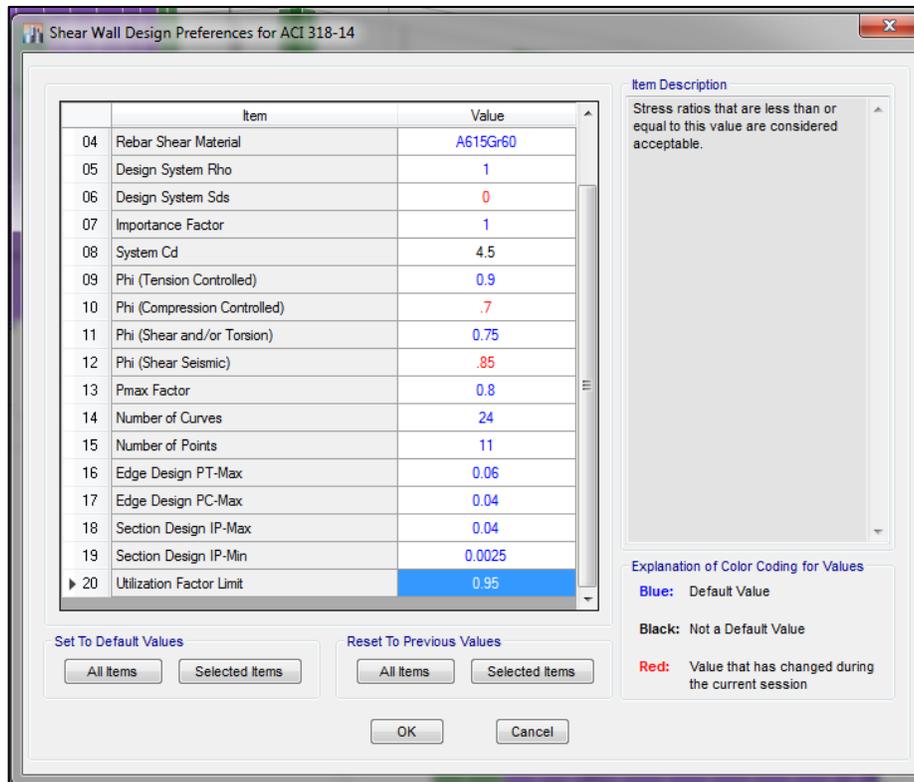


Analizando el muro de concreto armado más cargado, el cual es el muro P8, situado en la parte derecha de las figuras.

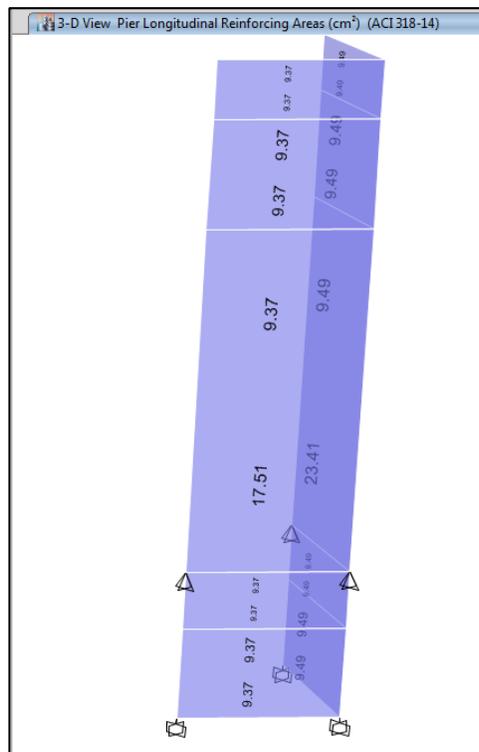


Para el diseño de los muros de concreto armado o placas se hará uso del diseñador de elementos proporcionado por el mismo software ETABS.

Se procede a modificar las preferencias de diseño para adecuar el código de diseño a nuestra norma vigente.



Se ejecuta el diseñador, mediante el cual se obtiene los siguientes refuerzos.



Donde observamos que el refuerzo inferior para el muro analizado es de 17.51cm². Se muestra el reporte

ETABS 2015 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	LLRF
Story3	P8	1831.829	40.605	149.996	25	1

Material Properties

E_c (tonf/cm ²)	f'_c (tonf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/cm ²)	f_{ys} (tonf/cm ²)
253.456	0.21	1	4.218	4.218

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_v (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.7	0.75	0.85	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	1768.774	0	1894.884	81.21	149.996	25
Bottom	Leg 1	1768.774	0	1894.884	81.21	149.996	25

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-cm	M_{u3} tonf-cm	Pier A_g cm ²
Top	9.37	0.0025	0.0026	DWal14	24.4394	-35.387	-359.038	3749.91
Bottom	17.51	0.0047	0.0026	DWal14	-38.074	137.782	-1395.698	3749.91

Shear Design

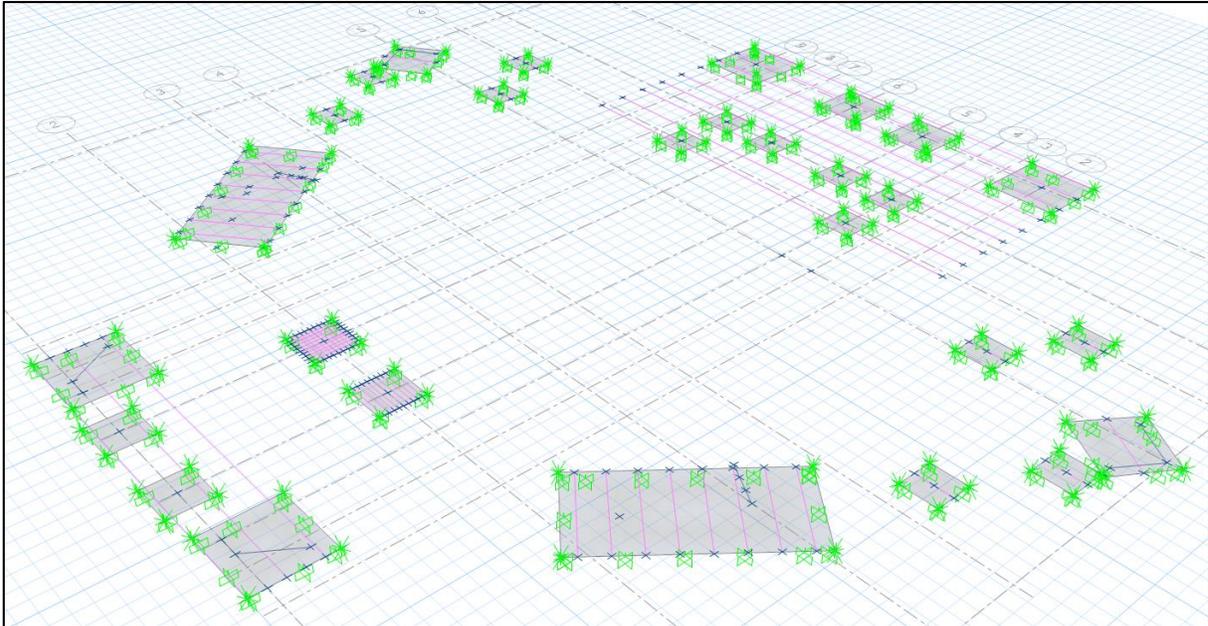
Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-cm	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.0625	DWal14	-15.7167	663.585	5.7615	26.172	49.9
Bottom	Leg 1	0.0625	DWal12	-35.7899	1279.236	5.2486	10.9759	34.7039

Boundary Element Check

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	0	DWal11	29.3365	-168.321	0.01	0.042	Not Required	Not Required
Top-Right	Leg 1	0	DWal11	29.3365	854.303	0.017	0.042	Not Required	Not Required
Bottom-Left	Leg 1	0	DWal11	46.8726	-1495.102	0.028	0.042	Not Required	Not Required
Bottom-Right	Leg 1	0	DWal11	46.8726	1279.236	0.026	0.042	Not Required	Not Required

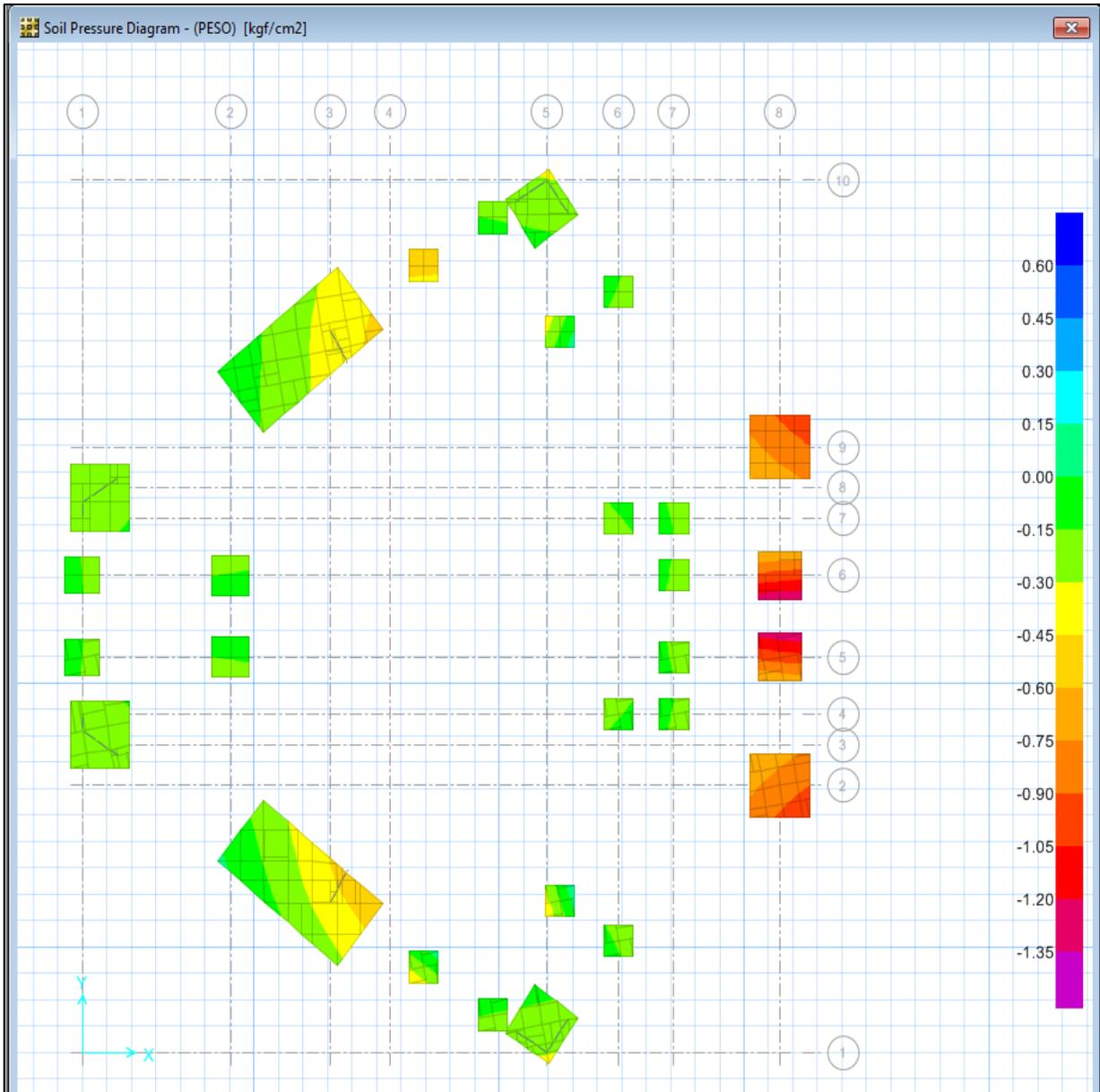
11.4. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación, se hará el uso del software SAFE de la misma empresa Computer & Structures Inc. En la siguiente figura se muestra la cimentación propuesta:

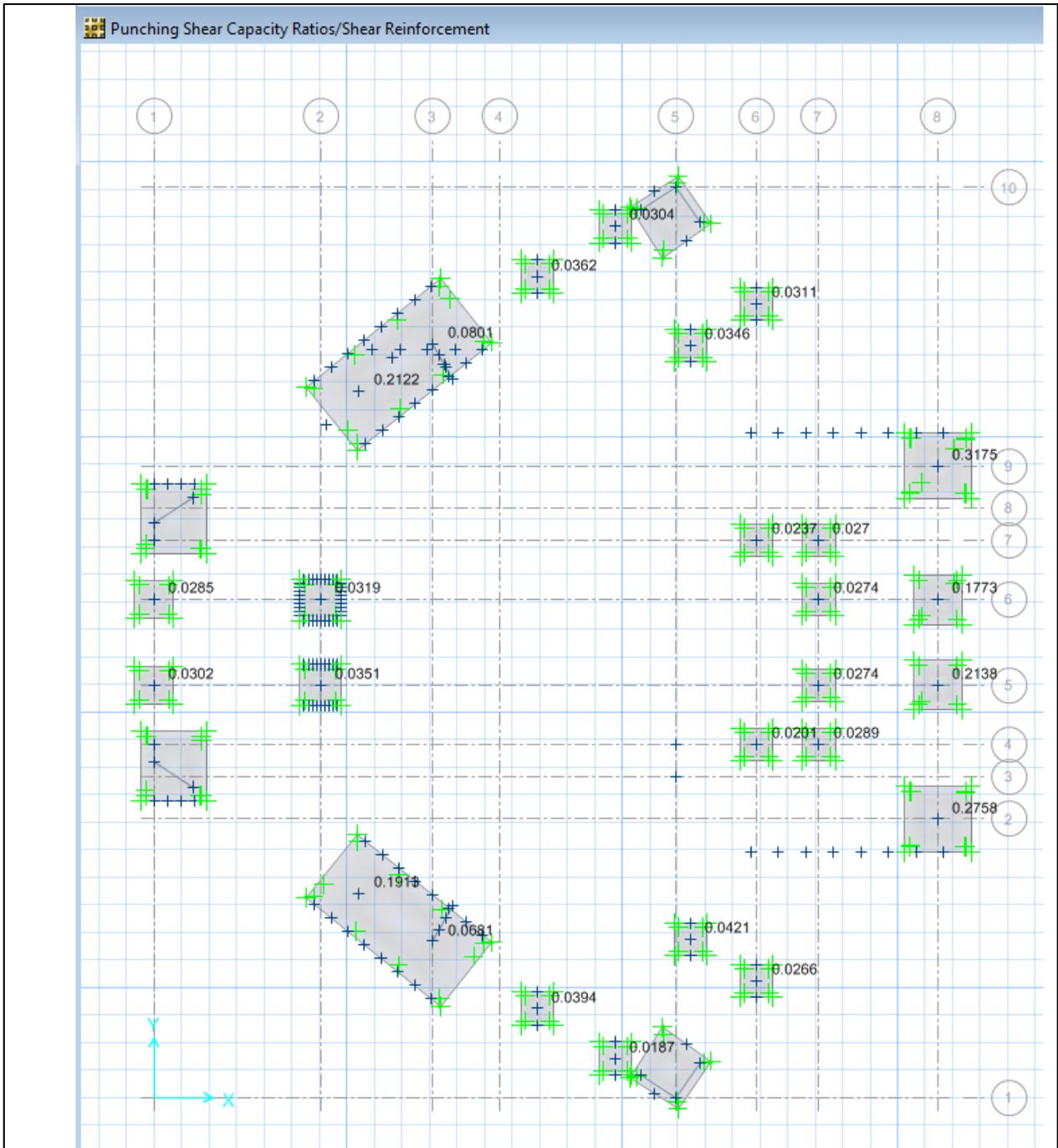


Para el diseño de la cimentación, se pasa a verificar las presiones en el terreno, cuya capacidad portante fue considerada de 1.55 kg/cm^2 , obteniendo un módulo de balasto de 3.19 kg/cm^3 .

Según el reglamento, para condiciones sísmicas se puede aumentar en un 33% la capacidad portante, por lo que el límite sería 2.06 kg/cm^2 .



Como se puede observar en la figura anterior, la presión ejercida en el terreno es menor a la Capacidad Portante
 Se pasa a verificar los peraltes de las zapatas por punzonamiento:

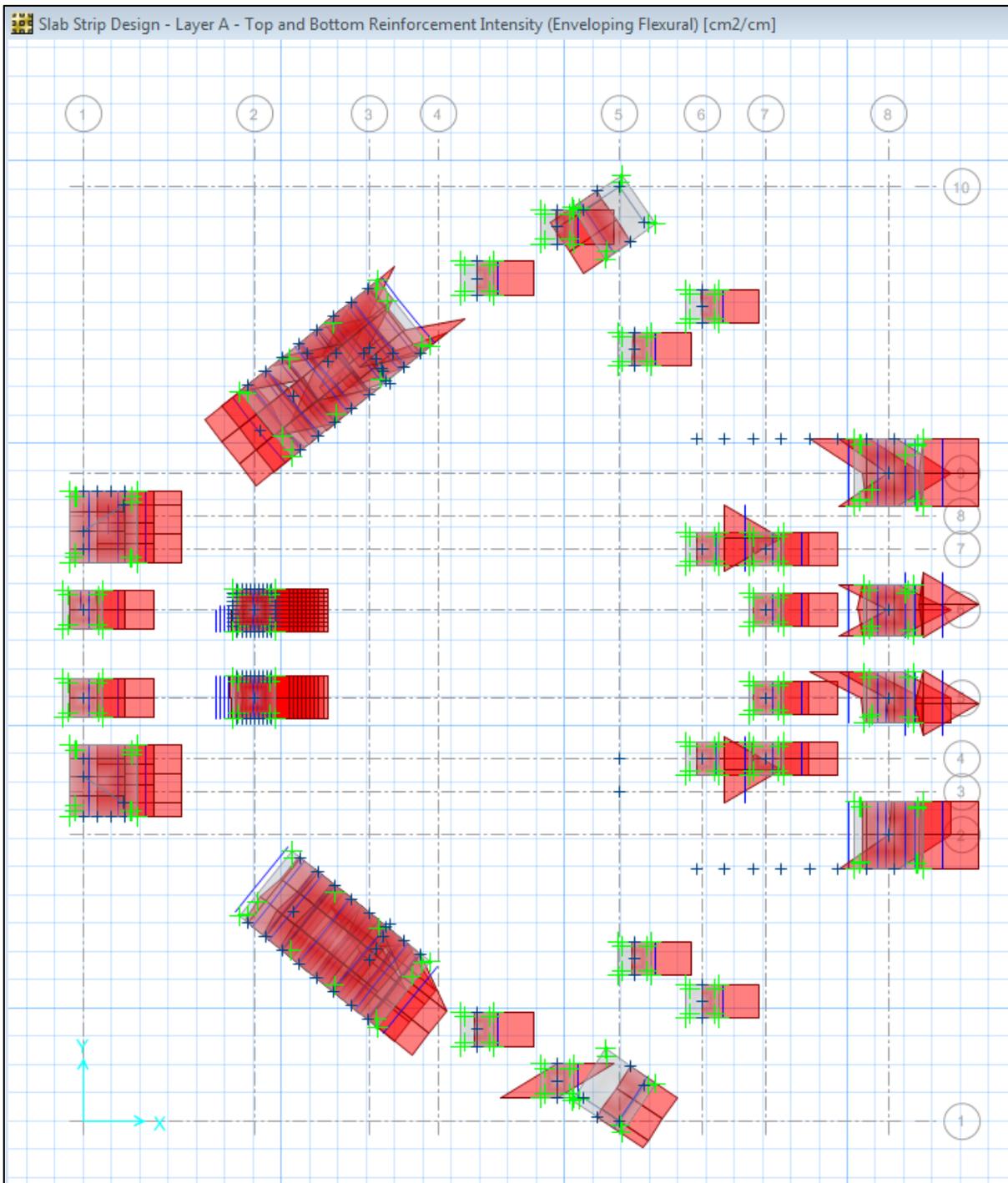


Como se puede observar, los peraltes propuestos para los diseños de las zapatas, si cumple satisfactoriamente, ya que son menores a 1.

Ahora pasamos al diseño del refuerzo de las zapatas, para esto usamos de las franjas de diseño o strips, que nos permitirán la cantidad de refuerzo a colocar en las zapatas.

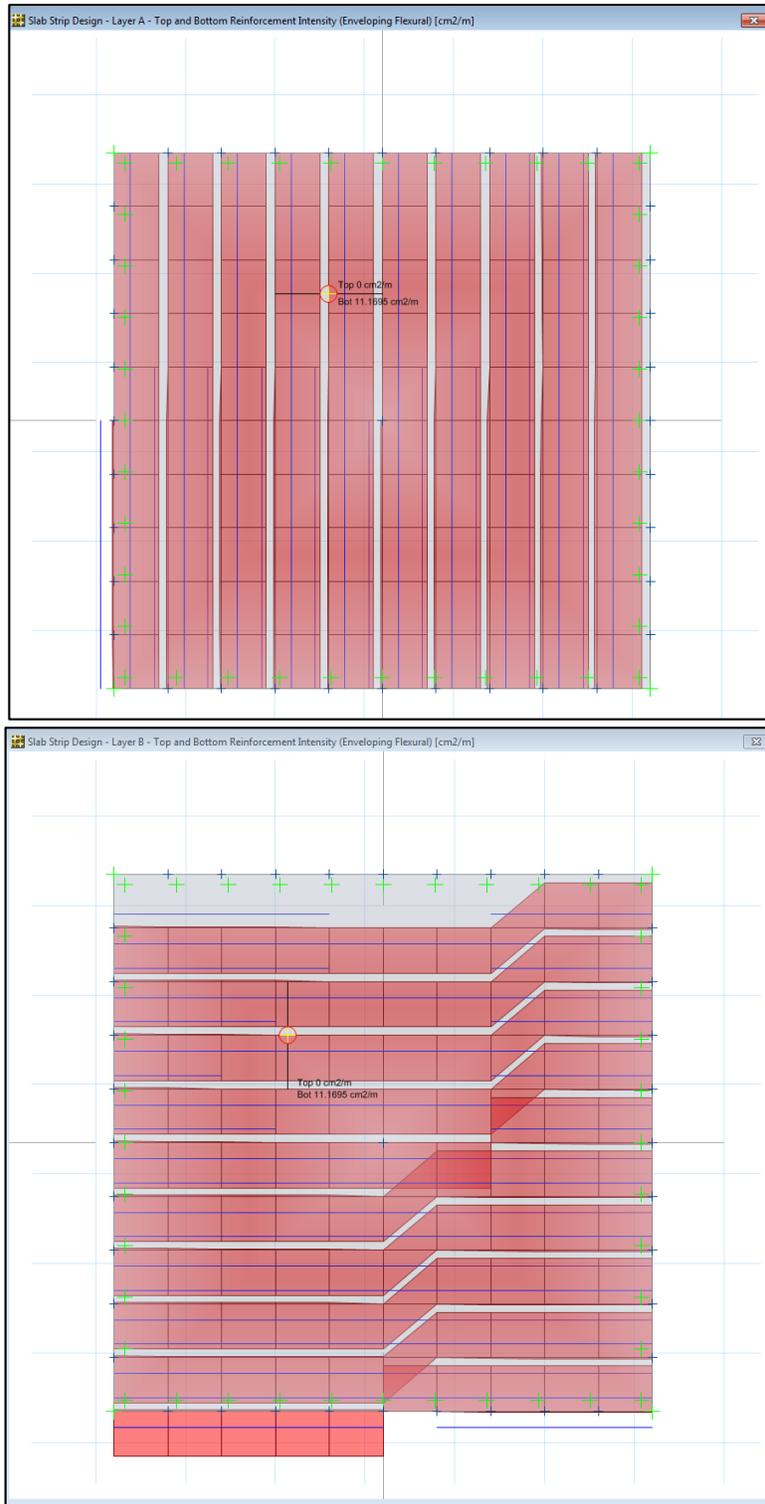
Franjas de Diseño:

Al ejecutar el diseñador de zapatas del SAFE, obtenemos la siguiente distribución del refuerzo:



Un resultado parecido saldrá al ejecutar el diseño para los Strips de la dirección X, cada strip es diseñado y se indica el número de barras necesarias en esa franja.

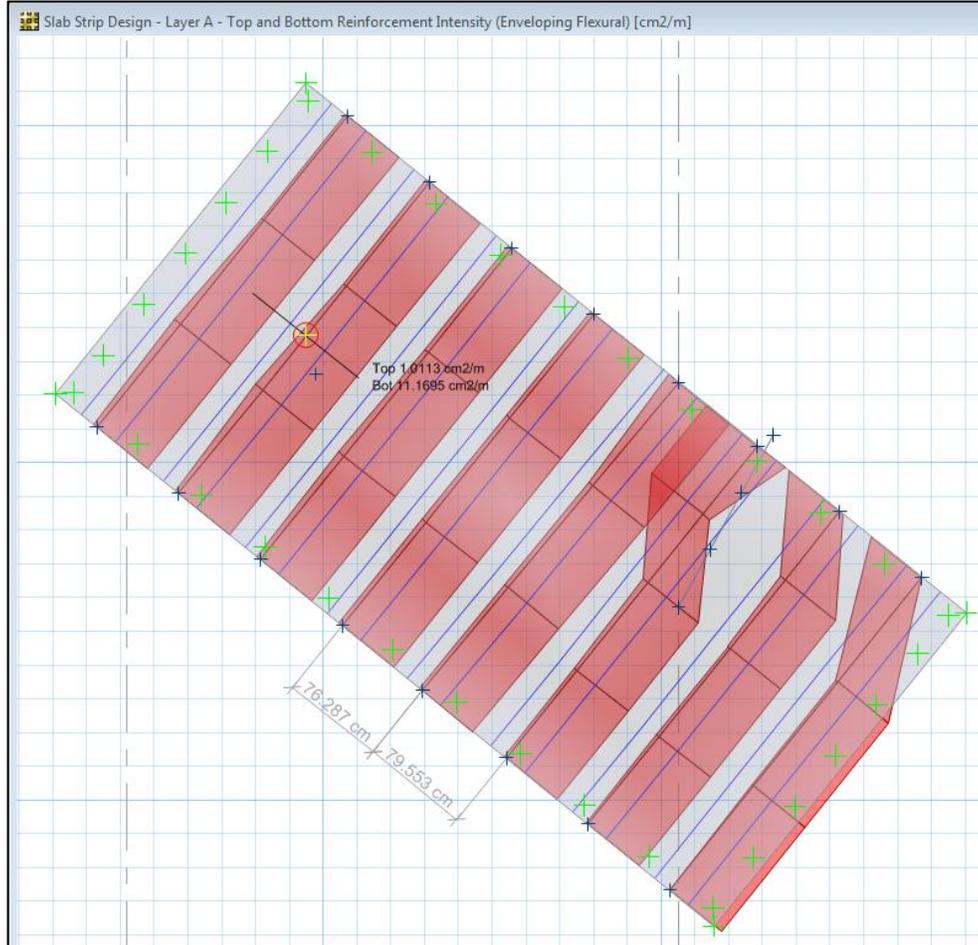
Diseño de la Zapata que interseca el eje 6 con el eje 2



Se puede observar que se necesita un refuerzo de 11.2cm² de área de acero por cada metro de zapata, el cual resulta en un refuerzo de 5/8" a cada 15cm.

Por lo que el diseño final para las zapatas de las columnas sería una malla inferior bidireccional de 5/8" @ 0.15m.

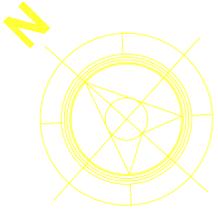
De manera similar se puede comprobar este diseño en la zapata mayor ubicada entre el eje 1 y eje 2



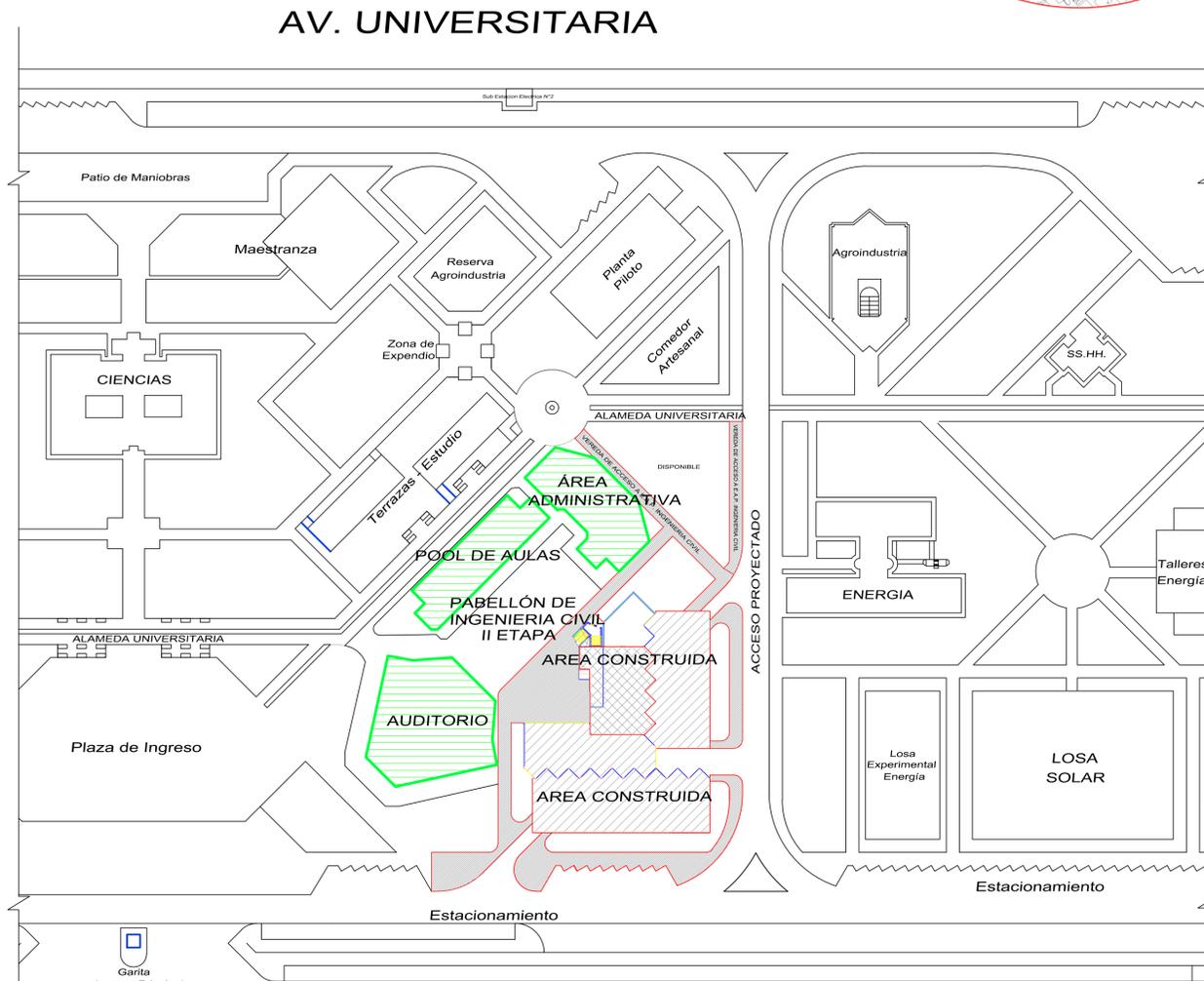
Se logra ver que también necesita el mismo refuerzo por lo que el refuerzo final para esta zapata es de una malla inferior bidireccional de 5/8" @ 0.15m.



Anexo 3. Planos Arquitectura



PLANO DE LOCALIZACION
ESCALA: 1/10 000



LEYENDA	
	ÁREA A CONSTRUIR
	ÁREA CONSTRUIDA

FUTURA VIA EXPRESA

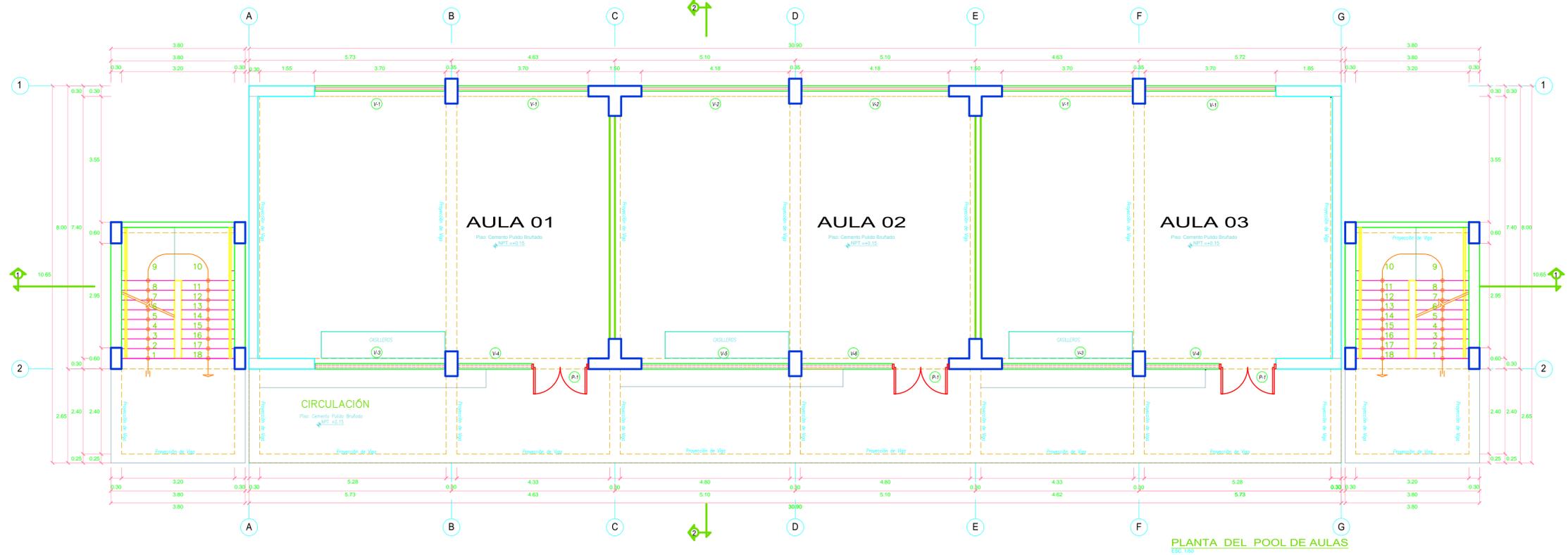
PLANO DE UBICACIÓN

ESCALA: 1/1000

CUADRO DE ÁREAS

AUDITORIO				
AMBIENTES CERRADOS	ÁREAS (M2)	CANTIDAD	TOTAL (M2)	REQUERIMIENTOS BÁSICOS
VESTÍBULO	137	1	137	-
SALA	360	1	360	200 BUTACAS
BAÑOS MUJERES	14	1	14	3I - 3L
BAÑOS HOMBRES	14	1	14	3I - 3L - 3U
BAÑOS DE DISCAPACITADOS	5.5	1	5.5	1I - 1L
SALA DE AUDIO	23	1	23	1 ESCRITORIO - 1 ARMARIO - 5 SILLAS - 3 COMPUTARAS
CAMERINOS DE MUJERES	24	1	24	1 ARMARIO - 2 SILLONES - 1I - 1L - 2 SILLAS
CAMERINOS DE HOMBRES	24	1	24	1 ARMARIO - 2 SILLONES - 1I - 1L - 2 SILLAS
POST - ESCENARIO	33	1	33	1 JUEGO DE SALAS CON MESO DE CENTRO - 1 TELEVISIÓN
PABELLÓN DE AULAS				
AULA MULTIMEDIA	76	9	684	60 CARPETAS - 1 EQUIP. MULTIMEDIA PIZARRA DIGITAL
OFICINAS ADMINISTRATIVAS				
AULA PARA DISEÑO	80	1	80	20 TABLEROS DE DIBUJO Y 20 BANCOS
BAÑO ALUMNAS	20	3	60	5I - 5L
BAÑOS ALUMNOS	20	3	60	5I - 5L - 5U
BAÑOS DE LA DIRECCIÓN	3	1	3	1I - 1L
BAÑOS DOCENTES (H Y M)	6	2	12	2I - 2L
BIBLIOTECA ESPECIALIZADA	120	1	120	6 MESAS - 24 SILLAS
CENTRO DE PRODUCCIÓN	50	1	50	1 EQUIPO MULTIMEDIA - 1 MESA - 1 PLOTTER
CENTRO CONFEDERADO	20	1	20	1 MESA - 10 SILLAS
CUBÍCULOS DE DOCENTES	10	12	120	CU: 1 ESCRITORIO - 1 ESTANTE - 3 SILLAS
DIRECCIÓN	16	1	16	1 ESCRITORIO - 1 ARMARIO - 3 SILLAS - 1 COMPUTADORA
INVEST. Y PROYEC. SOCIAL	16	1	16	1 ESCRITORIO - 1 ARMARIO - 3 SILLAS - 1 COMPUTADORA
SALA DE REUNIONES	20	1	20	1 MESA - 16 SILLAS
SECRETARÍA	16	1	16	1 ESCRITORIO - 1 ARMARIO - 3 SILLAS - 1 COMPUTADORA
CAFETERÍA	120	1	120	CU: 1 MESA - 4 SILLAS

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>			
PROYECTO: DISEÑO DE PABELLÓN DE INGENIERIA CIVIL II ETAPA NUEVO CHIMBOTE ANCASH			
RESPONSABLE:	BACH. PEDRO DAVID ANTONIO PARIÁ RAMÓN	BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL	LÁMINA:
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA		A-1
PLANO:	LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN		
ASESOR:	ARQ. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA:	INDICADA
PROV.:	SANTA	DIST:	NUEVO CHIMBOTE
		FECHA:	JUL. 2017
		DPTO:	ANCASH
		DIBUJO:	P DPR



PLANTA DEL POOL DE AULAS
ESC. 1/50

CUADRO DE VANOS				
PUERTAS				
ANCHO	ALTO	ALTO VENTANA SOBREPuerta	CANTIDAD	TIPO
1.60	2.20	0.40	3	Puerta de Madera 2 Hojas
VENTANAS				
ANCHO	ALTO	ALFÉIZAR	CANTIDAD	TIPO
V1	3.70	1.60	1.00	4 Ventana en Sistema Directo
V2	4.20	1.60	1.00	2 Ventana en Sistema Directo
V3	3.70	0.80	1.80	2 Ventana en Sistema Directo
V4	2.10	0.80	1.80	2 Ventana en Sistema Directo
V5	4.20	0.80	1.80	2 Ventana en Sistema Directo
V6	2.60	0.80	1.80	1 Ventana en Sistema Directo

- NOTAS :**
- Debera usarse pintura oleo mate formulado con resinas alquidicas y pigmentos estabilizados a la accion del medio ambiente y la luz, de excelente adherencia y resistencia al lavado.
El oleo mate se aplicara sobre un sellador antiacido que evite la saponificacion, formulado en base a una solucion de caucho sintetico, especialmente resistente superficies alcalinas.
El sellador debera ser de la misma marca del oleo a usar.
 - Los cielos rasos de cemento llevaran dos manos de pintura latex, previa aplicacion del sellador blanco para muros de la misma marca del latex.
 - La carpinteria de madera llevara dos manos de barniz normal sintetico de tipo alquidico, sobre una base de barniz sellador para madera.
 - Los elementos metalicos llevaran dos manos de pintura anticorrosiva del tipo convencional alquidico y luego de una mano de esmalte sintetico a base de resinas alquidicas con pigmento de gran estabilidad.



ELEVACION POOL DE AULAS FRONTAL
ESC. 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO
DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

RESPONSABLE
BACH. PEDRO DAVID PARRA RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL

ESPECIALIDAD
ARQUITECTURA

TÍTULO
CORTE Y ELEVACIÓN POOL DE AULAS

FECHA
JULIO 2017

INSTITUCIÓN
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO
NUEVO CHIMBOTE

REGIÓN
INDICADA

HOJA
A-2



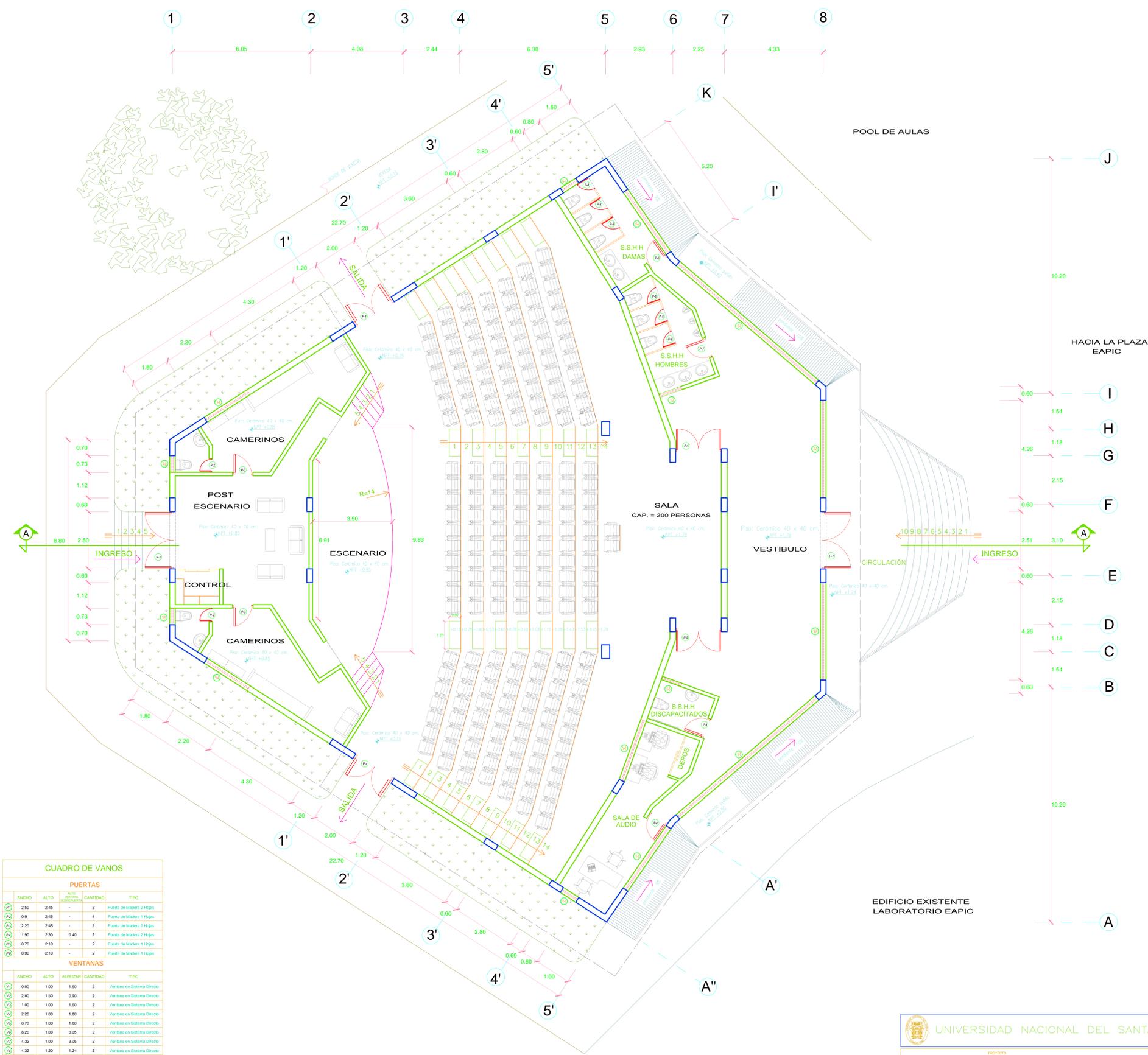
CORTE 1-1
ESC. 1/20



ELEVACIÓN LATERAL
ESC. 1/50

CORTE 2-2
ESC. 1/50

 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA <small>TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</small>			
PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH			
RESPONSABLE:	BACH. PEDRO DAVID PARI RAMÓN	ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA
PLANO:	CORTE Y ELEVACIÓN POOL DE AULAS		A-3
REVISOR:	ARQ. MARÍA JESÚS ESTELA DÍAZ HERNÁNDEZ	FECHA:	JULIO 2017
DPTO:	ANCASH	PROV.:	SANTA
		ESC:	NUEVO CHIMBOTE
		ESCALA:	INDICADA

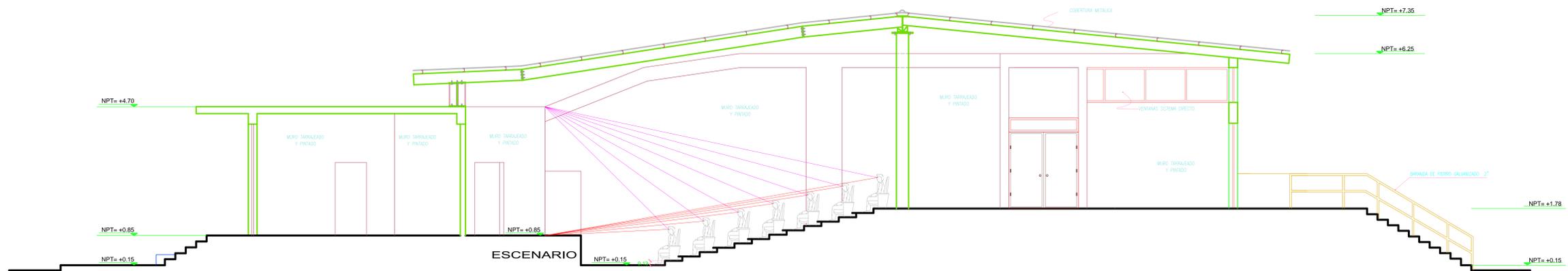


CUADRO DE VANOS				
PUERTAS				
ANCHO	ALTO	ALTO MÍNIMO (REQUERIDO)	CANTIDAD	TIPO
2.50	2.45	-	2	Puerta de Madera 2 Hojas
0.9	2.45	-	4	Puerta de Madera 1 Hoja
2.20	2.45	-	2	Puerta de Madera 2 Hojas
1.80	2.30	0.40	2	Puerta de Madera 2 Hojas
0.70	2.10	-	2	Puerta de Madera 1 Hoja
0.80	2.10	-	2	Puerta de Madera 1 Hoja
VENTANAS				
ANCHO	ALTO	ALFEÍZAR	CANTIDAD	TIPO
0.80	1.00	1.60	2	Ventana en Sistema Directo
2.80	1.00	0.90	2	Ventana en Sistema Directo
1.00	1.00	1.60	2	Ventana en Sistema Directo
2.20	1.00	1.60	2	Ventana en Sistema Directo
0.75	1.00	1.60	2	Ventana en Sistema Directo
8.20	1.00	3.05	2	Ventana en Sistema Directo
4.32	1.00	3.05	2	Ventana en Sistema Directo
4.32	1.20	1.24	2	Ventana en Sistema Directo
MAMPARA				
8.20	2.40	0.00	2	Sistema Directo

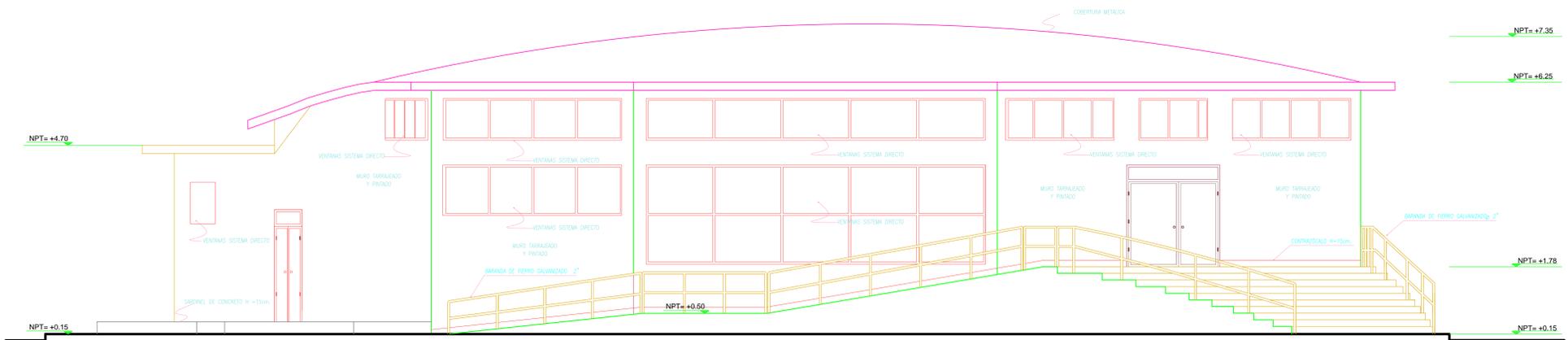
PLANTA DEL AUDITORIO

ESC. 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA			
PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH			
RESPONSABLE:	BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN	LÍNEA:	A-4
	BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL		
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA		
PLANO:	ARQUITECTURA AUDITORIO		
ASESOR:	ARQ. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ	FECHA:	JULIO 2017
DPTO:	ANCASH	PROV.:	SANTA
		DIST.:	NUEVO CHIMBOTE
		ESCALA:	INDICADA

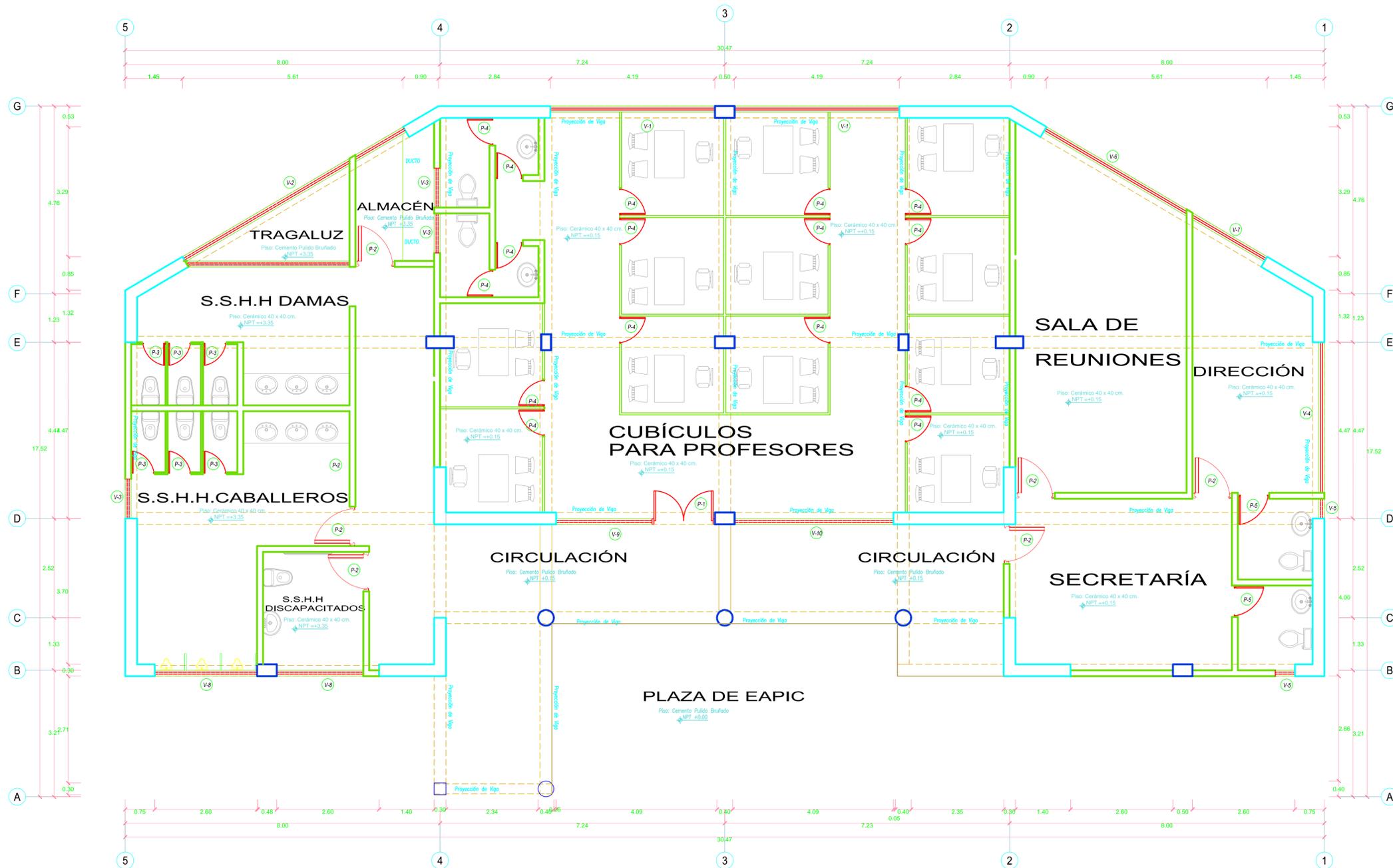


CORTE A-A
ESC:1/50



ELEVACIÓN
ESC:1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA					
PROYECTO:	DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH				
RESPONSABLE:	BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN	BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL	A-5		
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA				
PLANO:	ARQUITECTURA AUDITORIO CORTE Y ELEVACIÓN				
ASESOR:	ARO. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ	FECHA:	JULIO 2017	DISEÑO:	LDSV
DPTO:	ANCASH	PROV:	SANTA	DIR:	NUEVO CHIMBOTE
				ESCALA:	1:50



PLANTA PRIMER PISO
ESC. 1/75

CUADRO DE VANOS

PUERTAS					
	ANCHO	ALTO	ALTO VENTANA SOBREPUEERTA	CANTIDAD	TIPO
(P-1)	1.60	2.20	0.40	4	Puerta de Madera 2 Hojas
(P-2)	1.00	2.20	0.40	20	Puerta de Madera 1 Hojas
(P-3)	0.60	1.80	-	18	Puerta de Contraplacada 1 Hojas
(P-4)	0.70	2.00	-	16	Puerta de Contraplacada 1 Hojas
(P-5)	0.80	2.20	-	3	Puerta de Madera 1 Hojas

VENTANAS					
	ANCHO	ALTO	ALFEÍZAR	CANTIDAD	TIPO
(V-1)	4.20	1.80	0.90	5	Ventana en Sistema Directo
(V-2)	6.50	0.80	1.80	3	Ventana en Sistema Directo
(V-3)	6.50	1.80	0.9	2	Ventana en Sistema Directo
(V-4)	1.00	0.60	2.10	7	Ventana en Sistema Directo
(V-5)	3.80	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V-6)	0.50	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V-7)	4.15	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V-8)	2.20	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo
(V-9)	2.20	0.60	2.10	6	Ventana en Sistema Directo
(V-10)	2.40	0.60	2.10	3	Ventana en Sistema Directo
(V-11)	4.00	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V-12)	3.50	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V-13)	1.80	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V-14)	1.80	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo
(V-15)	2.20	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V-16)	4.45	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: **DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH**

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID A. PARIJA RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL

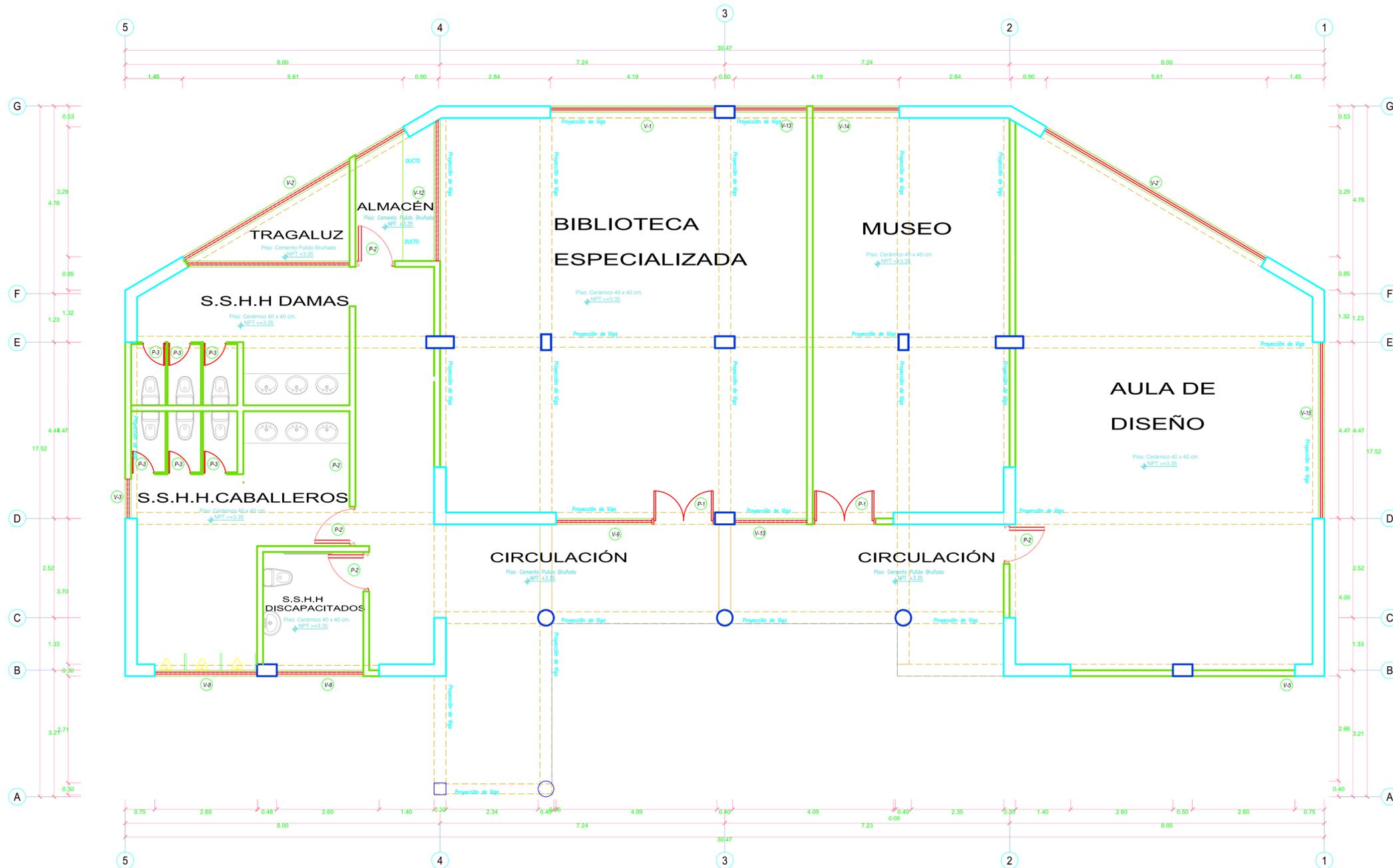
ESPECIALIDAD: **ARQUITECTURA**

PLANO: **PLANTA PRIMER PISO AREA ADMINISTRATIVA**

ASESOR: ARO. MARÍA JESUS ESTELA DÍAZ HERNÁNDEZ
FECHA: JULIO 2017
SEBLO: PDAPR

OPTO: ANCASH
PROV: SANTA
DISEÑO: NUEVO CHIMBOTE
ESCALA: INDICADA

A-6



PLANTA SEGUNDO PISO
 ESC. 1/75

CUADRO DE VANOS

PUERTAS					
	ANCHO	ALTO	ALTO VENTANA SOBREPuerta	CANTIDAD	TIPO
(P1)	1.60	2.20	0.40	4	Puerta de Madera 2 Hojas
(P2)	1.00	2.20	0.40	20	Puerta de Madera 1 Hojas
(P3)	0.60	1.80	-	18	Puerta de Contraplacada 1 Hojas
(P4)	0.70	2.00	-	16	Puerta de Contraplacada 1 Hojas
(P5)	0.80	2.20	-	3	Puerta de Madera 1 Hojas

VENTANAS					
	ANCHO	ALTO	ALFEÍZAR	CANTIDAD	TIPO
(V1)	4.20	1.80	0.90	5	Ventana en Sistema Directo
(V2)	6.50	0.80	1.80	3	Ventana en Sistema Directo
(V3)	6.50	1.80	0.9	2	Ventana en Sistema Directo
(V4)	1.00	0.60	2.10	7	Ventana en Sistema Directo
(V5)	3.80	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V6)	0.50	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V7)	3.00	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V8)	2.20	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo
(V9)	2.20	0.60	2.10	6	Ventana en Sistema Directo
(V10)	2.40	0.60	2.10	3	Ventana en Sistema Directo
(V11)	4.00	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V12)	5.30	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V13)	3.55	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V14)	1.80	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V15)	1.80	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo
(V16)	2.20	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V17)	4.45	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
 TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: **DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH**

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID A. PARIÁ RAMÓN
 BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

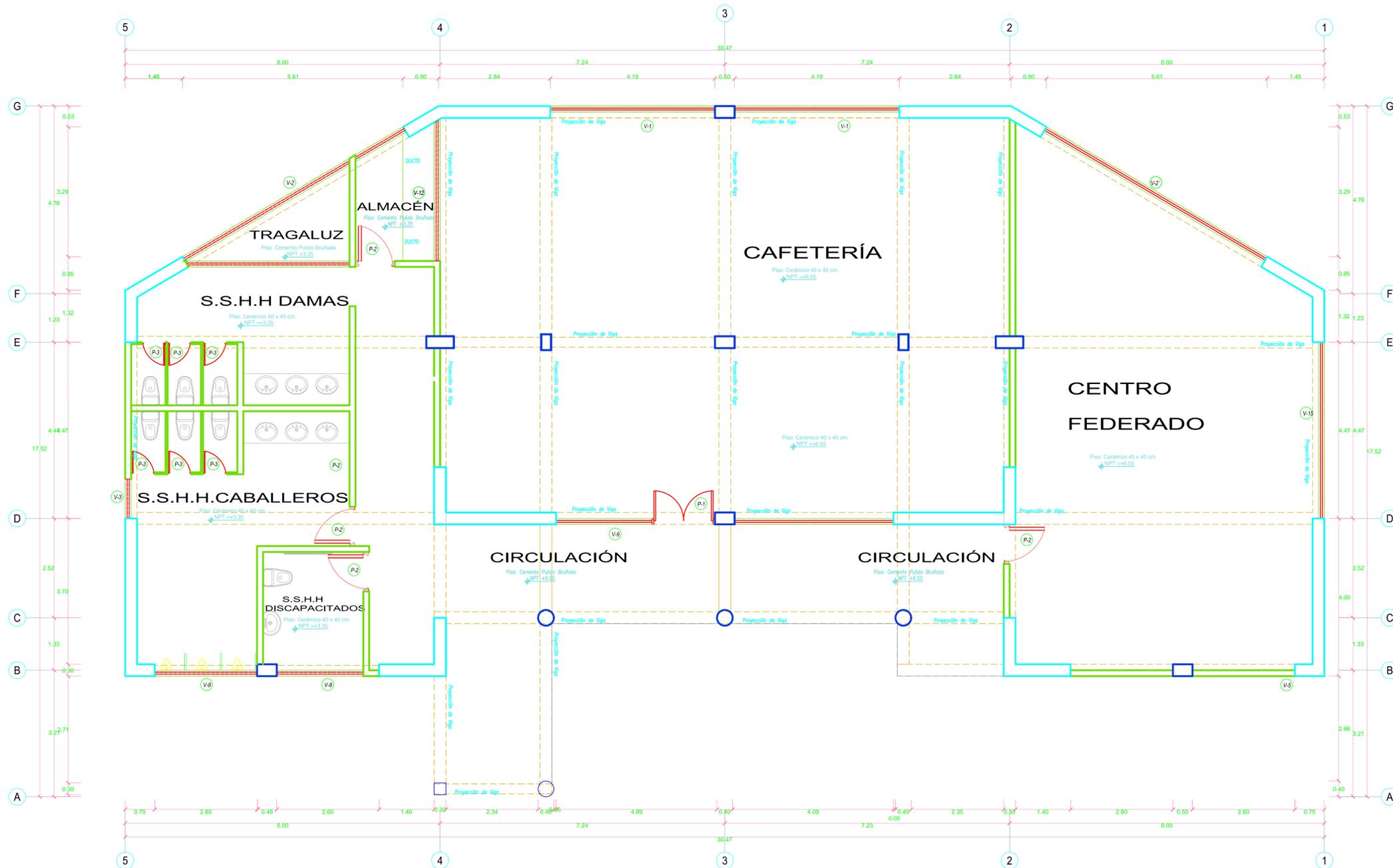
ESPECIALIDAD: **ARQUITECTURA**

PLANO: **PLANTA SEGUNDO PISO AREA ADMINISTRATIVA**

ASESOR: ARO. MARÍA JESUS ESTELA DÍAZ HERNÁNDEZ
 FECHA: JULIO 2017
 SELLO: PDAPR

OPTO: ANCASH
 PROV: SANTA
 DIST: NUEVO CHIMBOTE
 ESCALA: INDICADA

A-7



PLANTA TERCER PISO
ESC. 1/75

CUADRO DE VANOS

PUERTAS					
	ANCHO	ALTO	ALTO VENTANA SOBREPuerta	CANTIDAD	TIPO
(P1)	1.60	2.20	0.40	4	Puerta de Madera 2 Hojas
(P2)	1.00	2.20	0.40	20	Puerta de Madera 1 Hojas
(P3)	0.60	1.80	-	18	Puerta de Contraplacada 1 Hojas
(P4)	0.70	2.00	-	16	Puerta de Contraplacada 1 Hojas
(P5)	0.80	2.20	-	3	Puerta de Madera 1 Hojas

VENTANAS					
	ANCHO	ALTO	ALFEÍZAR	CANTIDAD	TIPO
(V1)	4.20	1.80	0.90	5	Ventana en Sistema Directo
(V2)	6.50	0.80	1.80	3	Ventana en Sistema Directo
(V3)	6.50	1.80	0.9	2	Ventana en Sistema Directo
(V4)	1.00	0.60	2.10	7	Ventana en Sistema Directo
(V5)	3.80	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V6)	0.50	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V7)	3.00	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V8)	2.20	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo
(V9)	2.20	0.60	2.10	6	Ventana en Sistema Directo
(V10)	2.40	0.60	2.10	3	Ventana en Sistema Directo
(V11)	4.00	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V12)	5.30	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V13)	3.55	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V14)	1.80	0.60	2.10	2	Ventana en Sistema Directo
(V15)	1.80	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo
(V16)	2.20	1.80	0.90	1	Ventana en Sistema Directo
(V17)	4.45	1.80	0.90	2	Ventana en Sistema Directo

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: **DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH**

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID A. PARIJA RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL

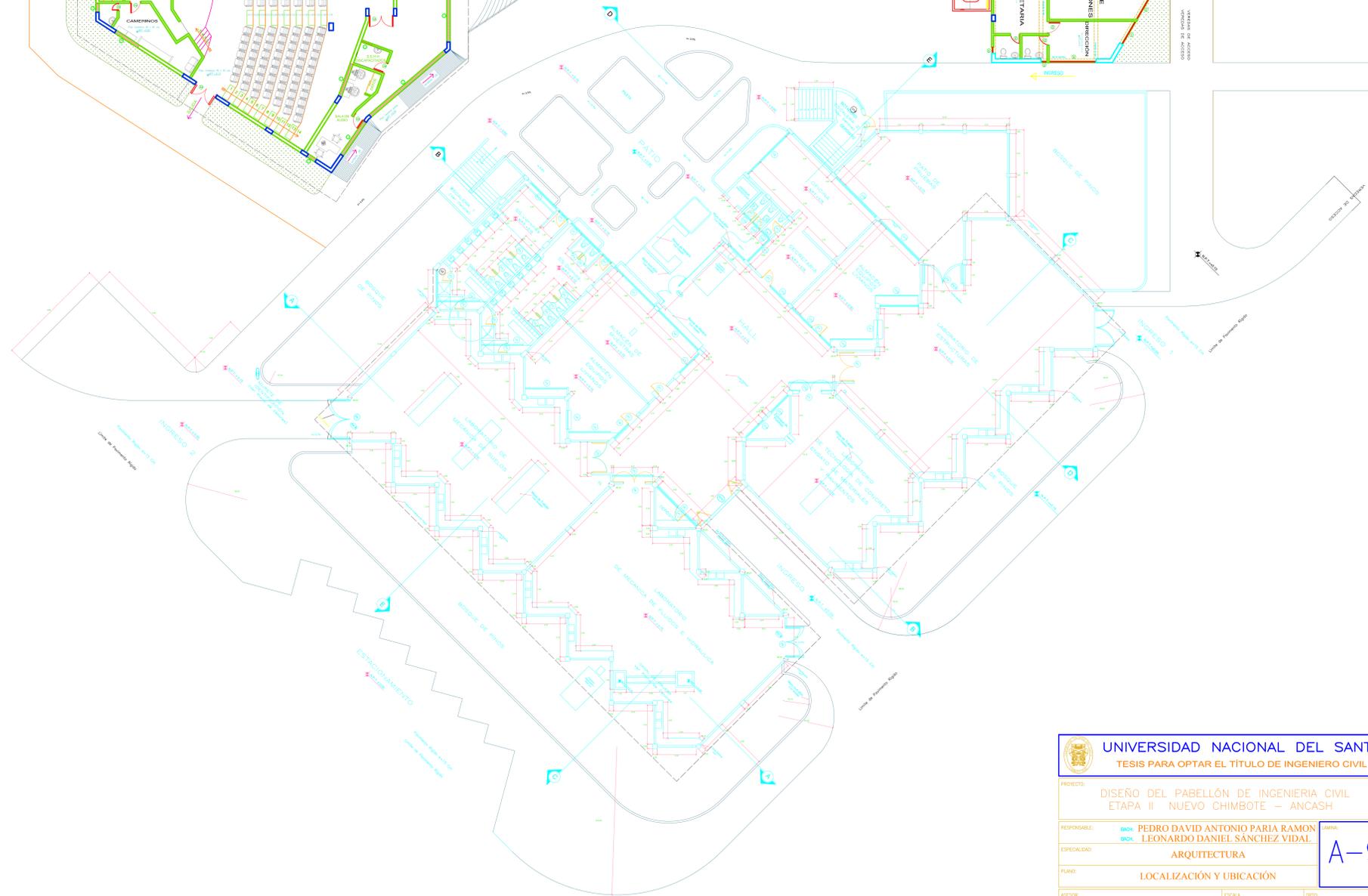
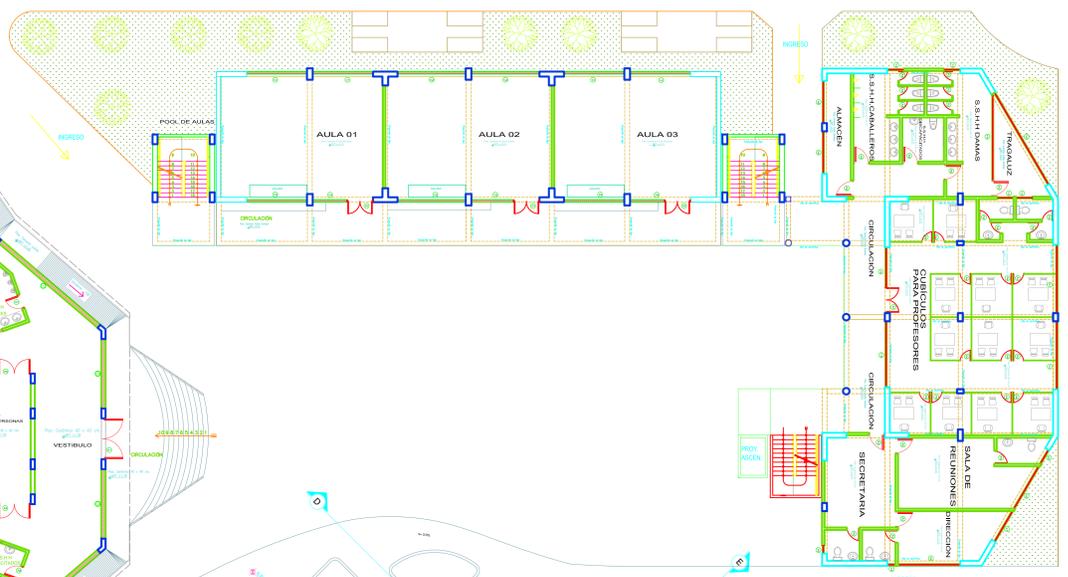
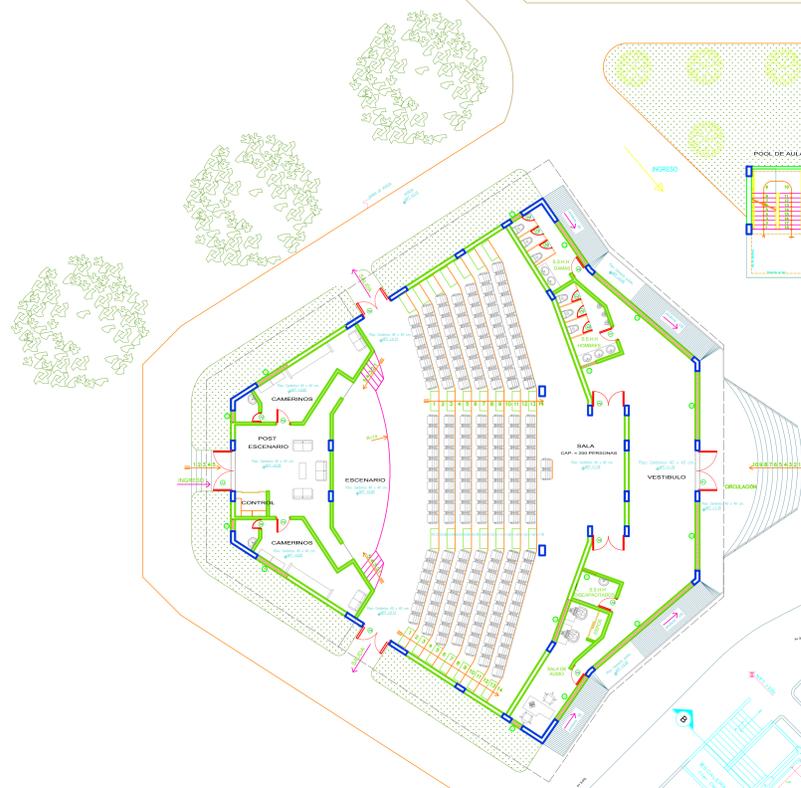
ESPECIALIDAD: **ARQUITECTURA**

PLANO: **PLANTA TERCER PISO AREA ADMINISTRATIVA**

ASESOR: ARO. MARÍA JESUS ESTELA DÍAZ HERNÁNDEZ
FECHA: JULIO 2017
SEBIO: PDAPR

OPTO: ANCASH
PROV: SANTA
DISEÑO: NUEVO CHIMBOTE
ESCALA: INDICADA

A-8

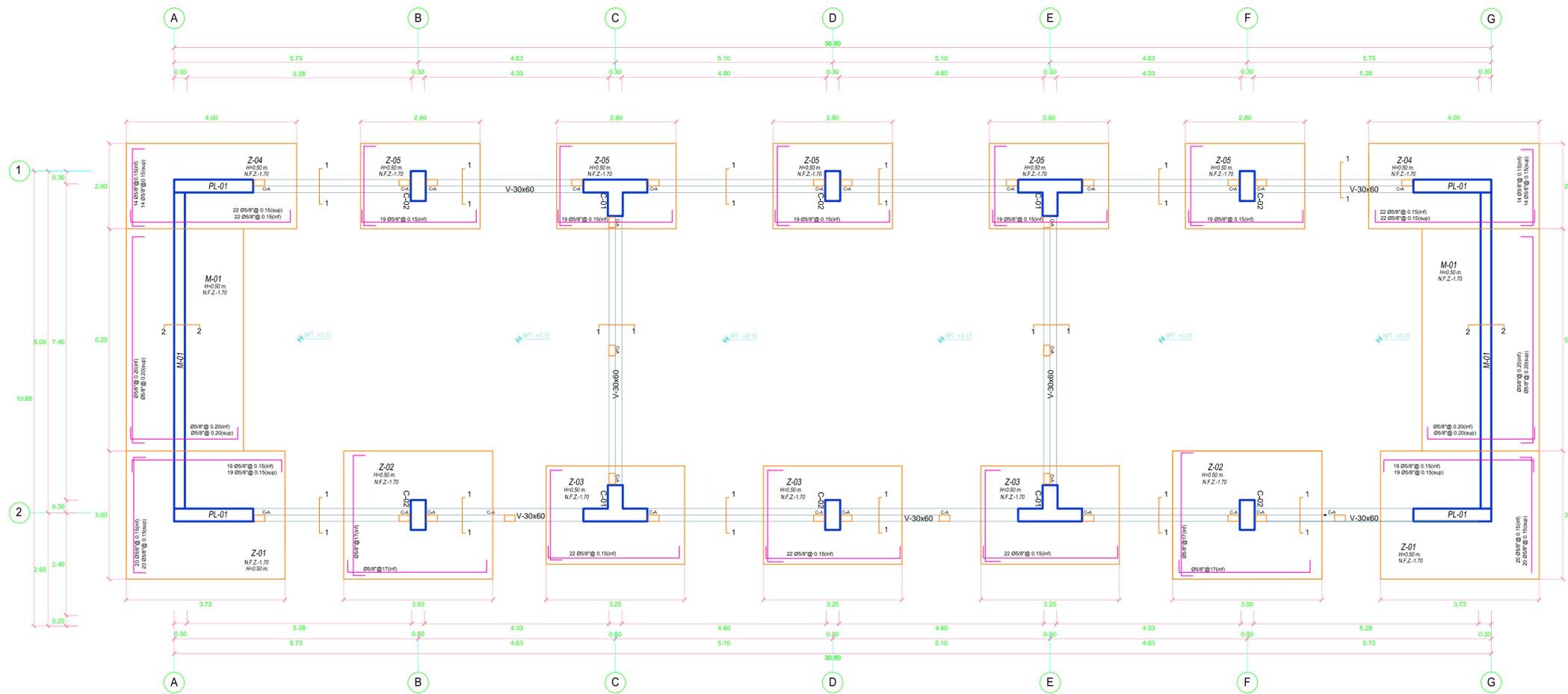


VEREDA

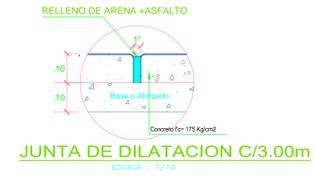
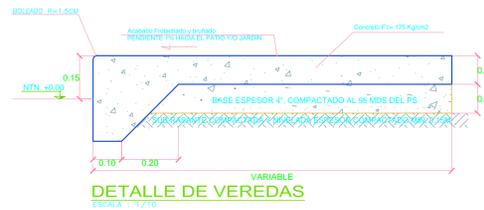
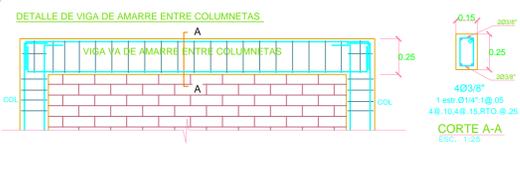
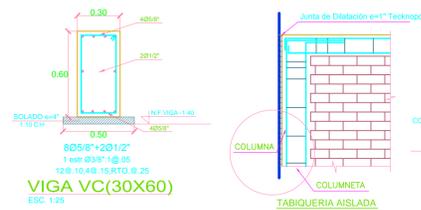
 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II - NUEVO CHIMBOTE - ANCASH			
RESPONSABLE:	BACH. PEDRO DAVID ANTONIO PARI RAMON	ASISTENTE:	BACH. LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA		A-9
PLANO:	LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN		
ASESOR:	ARQ. MARIA JESUS DIAZ HERNANDEZ	ESCALA:	INDICADA
PROV.:	SANTA	DEPT.:	NUEVO CHIMBOTE
FECHA:	JULIO 2017	DISEÑO:	PDR



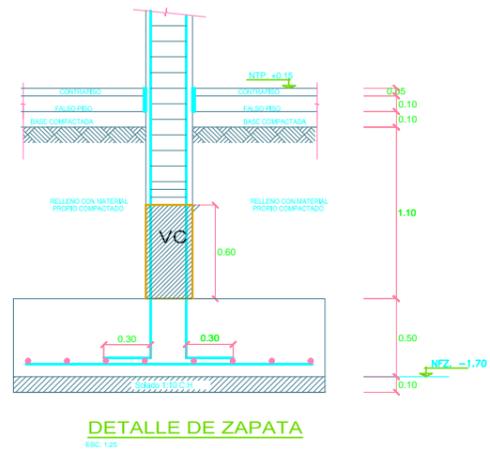
Anexo 4. Planos de Estructura



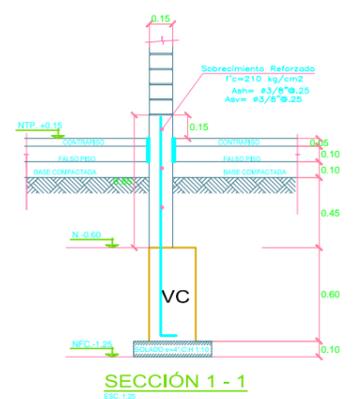
CIMENTACIÓN DEL BLOQUE A
ESC. 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA			
PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH			
RESPONSABLE:	BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN	FECHA:	JULIO 2017
ESPECIALIDAD:	BACH. LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL	DEBIDO:	LDSV
ESTRUCTURAS		E-1	
PLANO: CIMENTACION POOL DE AULAS			
ASISOR:	ARG. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ	FECHA:	JULIO 2017
DPTO:	ANCASH	DET:	NUEVO CHIMBOTE
PROV:	SANTA	ESCALA:	INDICADA



DETALLE DE ZAPATA
ESC: 1/25

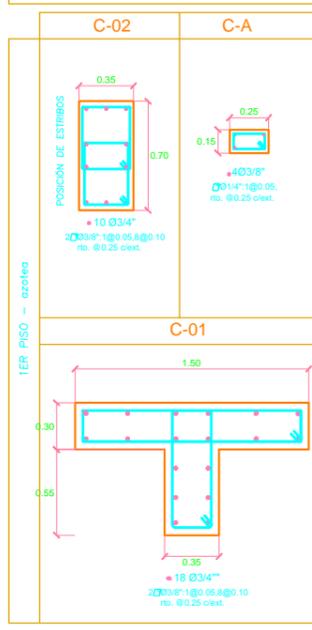


SECCIÓN 1-1
ESC: 1/25

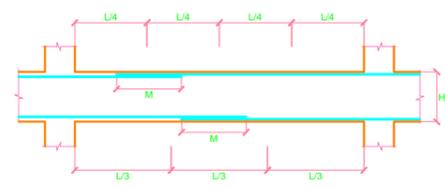


PL-01 (1ER PISO)
ESC: 1/25

CUADRO DE COLUMNAS
Esc: 1/20



Ø	LONGITUD DE EMPALME (L)	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	H. Cualquiera	H < 0.30 H > 0.30
Ø 3/8"	0.40	0.40 0.45
Ø 1/2"	0.40	0.40 0.50
Ø 5/8"	0.50	0.45 0.60
Ø 3/4"	0.60	0.55 0.75



Ø	LOSAS VIGAS (cm.)	COLUM. (cm.)	TRASLAPES Y EMPALMES		ESTRIBOS
			LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS	
6mm	30	30			
3/8"	40	30			
1/2"	50	40			
5/8"	60	50			
3/4"	70	60			
1"	120	90			

DETALLES DE CIMENTACION POOL DE AULAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

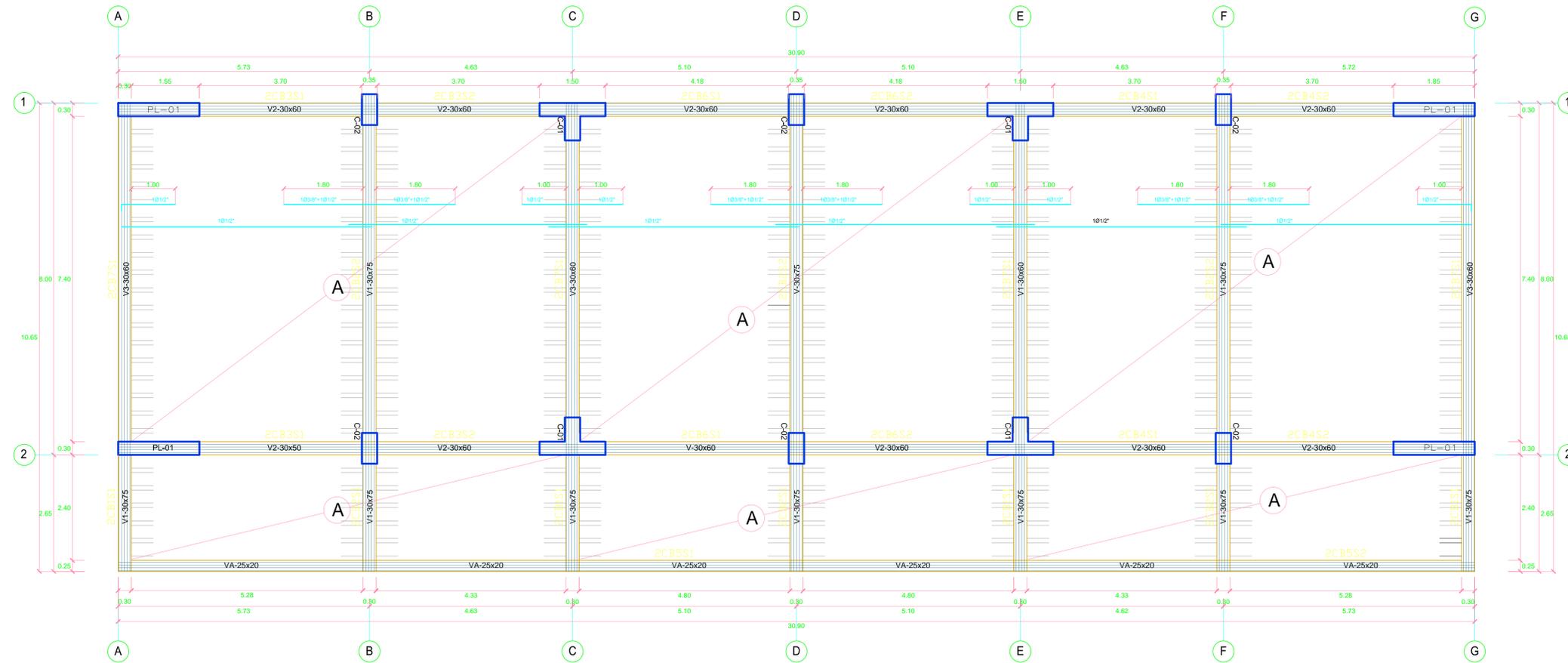
PLANO: DETALLES DE CIMENTACION POOL DE AULAS

MEJOR: ARQ. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ
DPTO: ANCASH

FECHA: JULIO 2017
PROV: SANTA

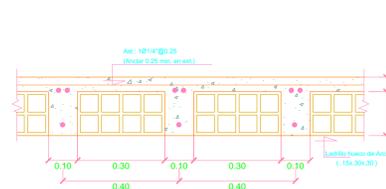
REVISOR: LDSV
BET: NUEVO CHIMBOTE
ESCALA: INDICADA

LIBRO: E-2



ENCOFRADO DE TECHO DE 1ER, 2DO Y 3ER PISO BLOQUE A

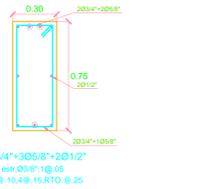
ESC. 1/50
 S/C=300 - 400kg/m²
 ALIGERADO CONVENCIONAL UNIDIRECCIONAL H=0.20m.
 ESPACIAMIENTO ENTRE VIGUETAS = 0.40m.



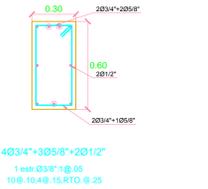
DETALLE LOSA ALIGERADA H=0.20
 ESC. 1/10



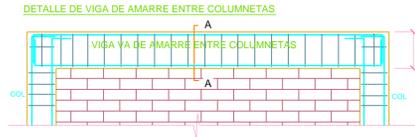
VIGA VA(25X20)
 ESC. 1/25



VIGA V(30X75) EJE B,D,F
 ESC. 1/25



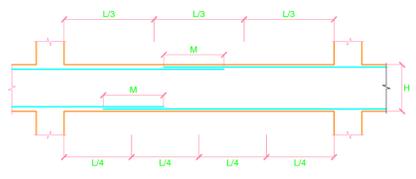
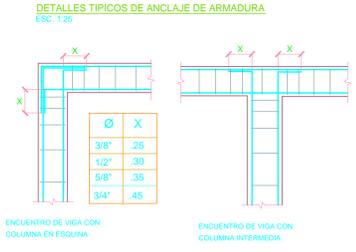
VIGA V(30X60) ENTRE 1-2 Y EJE C,E
 ESC. 1/25



DETALLE DE VIGA DE AMARRE ENTRE COLUMNETAS



CORTE A-A
 ESC. 1/25



Ø	LONGITUD DE EMPALME (L)	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
Ø Cuadrado	H < 0.30	H > 0.30
Ø 3/8"	0.40	0.45
Ø 1/2"	0.40	0.50
Ø 5/8"	0.50	0.60
Ø 3/4"	0.60	0.75

Ø	LOSAS, COLUM.		TRASLAPES Y EMPALMES	
	LOSAS, VIGAS (cm.)	COLUM. (cm.)	LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS
6mm	30			
3/8"	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		
3/4"	70	60		
1"	120	90		

ESTRIBOS		
Ø	L	R _{min}
6 mm	7 cm	1.5 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN
 BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: ALIGERADOS POOL DE AULAS

ABSOR: ARO, MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ
 DPTO: ANCASH

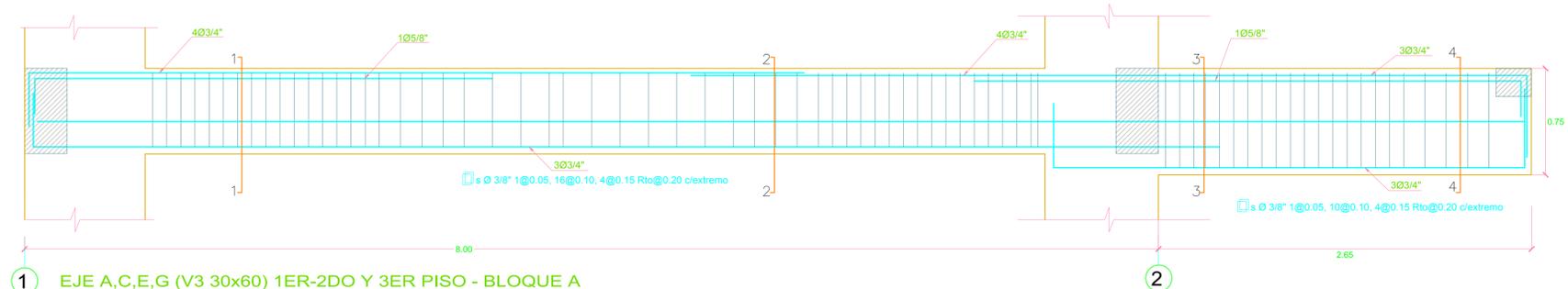
FECHA: JULIO 2017

DIBUJO: LDSV

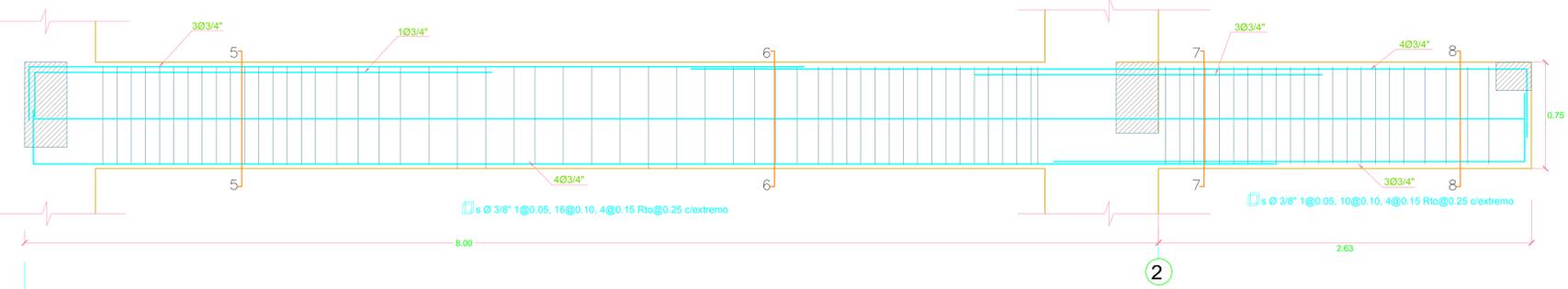
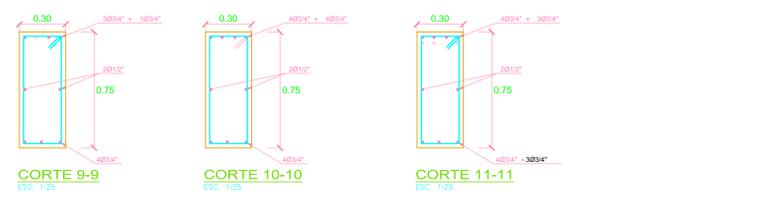
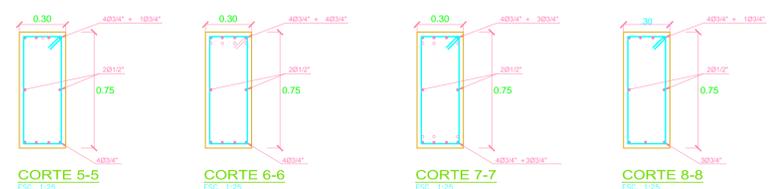
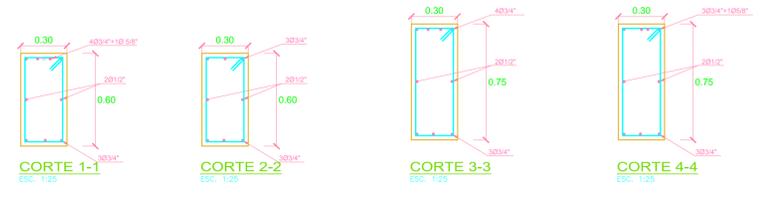
PROV: SANTA
 REG: NUEVO CHIMBOTE

ESCALA: INDICADA

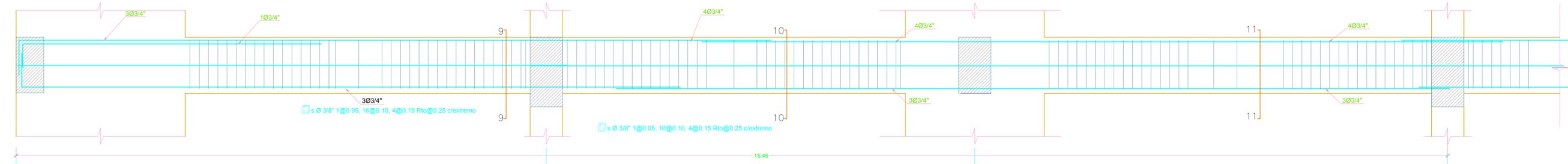
CARNA: E-3



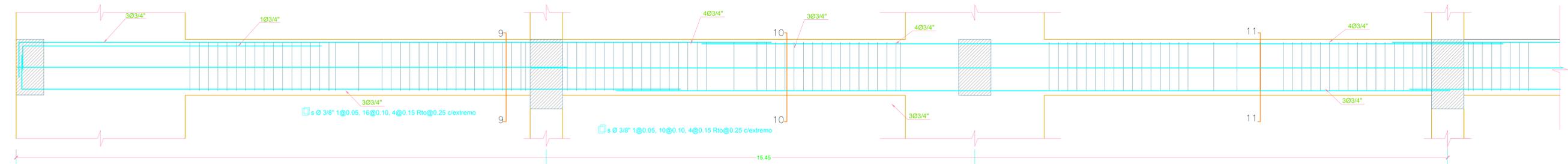
1 EJE A,C,E,G (V3 30x60) 1ER-2DO Y 3ER PISO - BLOQUE A
ESC. 1:25



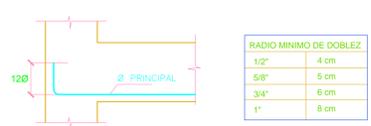
1 EJE B,D (V130x75) 1ER, 2DO Y 3ER PISO - BLOQUE A
ESC. 1:25



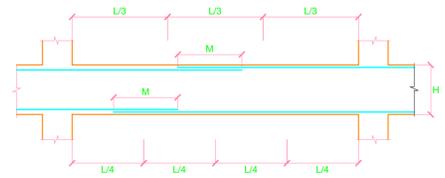
A EJE 1,2 (V2 30x60) 1ER-2DO Y 3ER PISO - BLOQUE A
ESC. 1:25



G EJE 1,2 (V2 30x60) 1ER-2DO Y 3ER PISO - BLOQUE A
ESC. 1:25



DOBLEZ DE ACERO PRINCIPAL EN APOYO



LONGITUD DE EMPALME (L)			
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR
	H. Cualquiera		
e 3/8"	0.40	0.40	0.45
e 1/2"	0.40	0.40	0.50
e 5/8"	0.50	0.45	0.60
e 3/4"	0.60	0.55	0.75

Ø	LOSAS Y VIGAS		EN COLUMNAS		ESTRIBOS
	LOSAS Y VIGAS	COLUM. (cm.)	EN COLUMNAS	EN COLUMNAS	
6mm	30				
3/8"	40	30			
1/2"	50	40			
5/8"	60	50			
3/4"	70	60			
1"	120	90			

No se permitirán empalmes del refuerzo superior (negativo) en una longitud de 1/4 de luz de la losa o viga a cada lado de la columna o apoyo.

Los empalmes L se ubicarán en el tercio central. No se empalmarán más del 50% de la armadura en una misma sección.

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: ALIGERADO POOL DE AULAS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

ASISOR: ARO. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ
DPTO: ANCASH

FECHA: JULIO 2017

DEBIDO: LDSV

ESCALA: INDICADA

LAMINA: E-4

vigas ID	N°	Longitud (Lc)	Sección		Barras Longitudinal								L1	L2	Estribos			Elevaciones Típicas
			Ancho	Alto	A	B	C	D	F	G	H	ZONA A			ZONA B	ZONA C		
4CB1	1	2.650 m	300 mm	750 mm	2-14 (281)	2-14	2-20 (878)	1-20	4-14 (281)	-	-	0.663 m	0.663 m	5-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	6-10 @ 225 mm Type A (0.6)	ELEVATION 1S	
4CB2	1	2.300 m	300 mm	750 mm	2-14 (264)	2-14	-	-	4-14 (264)	-	-	0.575 m	-	6-10 @ 125 mm Type A (1.1)	-	8-10 @ 150 mm Type A (1.0)	ELEVATION 2S	
	2	7.000 m	300 mm	750 mm	2-20 (694)	-	2-20 (821)	1-20	3-20 (678)	-	-	-	1.750 m	5-10 @ 150 mm Type A (0.4)	-	14-10 @ 450 mm Type A (0.0)	ELEVATION 2S	
4CB3	1	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (898)	1-20	-	-	4-14 (337)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	14-10 @ 200 mm Type A (0.8)	ELEVATION 2S	
	2	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (728)	1-20	2-14 (284)	-	4-14 (318)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.7)	-	11-10 @ 250 mm Type A (0.6)	ELEVATION 2S	
4CB4	1	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (725)	1-20	-	-	4-14 (312)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.7)	-	11-10 @ 250 mm Type A (0.6)	ELEVATION 2S	
	2	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (854)	2-20	2-14 (301)	-	4-14 (341)	-	-	0.925 m	-	5-10 @ 125 mm Type A (1.1)	-	16-10 @ 175 mm Type A (0.9)	ELEVATION 2S	
4CB5	1	25.025 m	250 mm	200 mm	2-14 (0)	2-14	-	-	4-14 (276)	-	-	6.256 m	-	2-10 @ 150 mm Type A (0.2)	-	54-10 @ 450 mm Type A (0.2)	ELEVATION 2S	
	2	5.575 m	250 mm	200 mm	2-14 (0)	2-14	2-16 (328)	-	4-14 (276)	-	-	1.394 m	-	2-10 @ 150 mm Type A (0.5)	-	12-10 @ 450 mm Type A (0.0)	ELEVATION 2S	
4CB6	1	4.175 m	300 mm	600 mm	2-20 (652)	1-20	-	-	4-14 (301)	-	-	1.044 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.6)	-	10-10 @ 325 mm Type A (0.5)	ELEVATION 2S	
	2	4.175 m	300 mm	600 mm	2-20 (643)	1-20	2-14 (237)	-	4-14 (305)	-	-	1.044 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.5)	-	10-10 @ 325 mm Type A (0.5)	ELEVATION 2S	
4CB7	1	6.300 m	300 mm	600 mm	2-20 (751)	1-20	2-20 (644)	1-20	4-14 (468)	-	-	1.575 m	1.575 m	4-10 @ 150 mm Type A (0.4)	-	12-10 @ 450 mm Type A (0.0)	ELEVATION 1S	
4CB8	1	6.300 m	300 mm	600 mm	2-20 (750)	1-20	2-20 (644)	1-20	4-14 (471)	-	-	1.575 m	1.575 m	4-10 @ 150 mm Type A (0.4)	-	12-10 @ 450 mm Type A (0.0)	ELEVATION 1S	
3CB1	1	2.650 m	300 mm	750 mm	2-14 (335)	2-14	2-20 (1,045)	2-20	4-14 (335)	-	1-20 (681)	0.663 m	0.663 m	5-10 @ 150 mm Type A (0.7)	-	5-10 @ 275 mm Type A (0.5)	ELEVATION 1S	
3CB2	1	2.300 m	300 mm	750 mm	2-14 (371)	2-14	-	-	4-14 (371)	-	-	0.575 m	-	8-10 @ 100 mm Type A (1.5)	-	12-10 @ 100 mm Type A (1.4)	ELEVATION 2S	
	2	7.000 m	300 mm	750 mm	2-20 (730)	1-20	3-20 (1,175)	1-20	3-20 (690)	-	-	1.750 m	1.750 m	5-10 @ 150 mm Type A (0.6)	-	14-10 @ 450 mm Type A (0.1)	ELEVATION 2S	
3CB3	1	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (1,024)	2-20	-	-	4-14 (359)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	16-10 @ 175 mm Type A (0.8)	ELEVATION 2S	
	2	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (859)	1-20	2-18 (497)	-	4-14 (347)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	14-10 @ 200 mm Type A (0.7)	ELEVATION 2S	
3CB4	1	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (853)	1-20	-	-	4-14 (342)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	14-10 @ 200 mm Type A (0.7)	ELEVATION 2S	
	2	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (1,095)	2-20	3-18 (529)	-	4-14 (495)	-	-	0.925 m	-	5-10 @ 125 mm Type A (1.2)	-	16-10 @ 175 mm Type A (0.8)	ELEVATION 2S	
3CB5	1	25.025 m	250 mm	200 mm	2-14 (0)	2-14	-	-	4-14 (276)	-	-	6.256 m	-	2-10 @ 150 mm Type A (0.2)	-	54-10 @ 450 mm Type A (0.2)	ELEVATION 2S	
	2	5.575 m	250 mm	200 mm	2-14 (0)	2-14	2-18 (495)	-	4-14 (276)	-	-	1.394 m	-	2-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	12-10 @ 450 mm Type A (0.0)	ELEVATION 2S	
3CB6	1	4.175 m	300 mm	600 mm	2-20 (765)	1-20	-	-	4-14 (343)	-	-	1.044 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.6)	-	13-10 @ 250 mm Type A (0.6)	ELEVATION 2S	
	2	4.175 m	300 mm	600 mm	2-20 (755)	1-20	2-18 (453)	-	4-14 (346)	-	-	1.044 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.6)	-	12-10 @ 275 mm Type A (0.6)	ELEVATION 2S	
3CB7	1	6.300 m	300 mm	600 mm	2-20 (1,075)	2-20	2-20 (1,035)	2-20	2-20 (540)	-	-	1.575 m	1.575 m	4-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	12-10 @ 450 mm Type A (0.1)	ELEVATION 1S	
2CB1	1	2.650 m	300 mm	750 mm	2-14 (335)	2-14	2-20 (1,045)	2-20	4-14 (335)	-	1-20 (681)	0.663 m	0.663 m	5-10 @ 150 mm Type A (0.7)	-	5-10 @ 275 mm Type A (0.5)	ELEVATION 1S	
2CB2	1	2.300 m	300 mm	750 mm	2-14 (271)	2-14	-	-	4-14 (371)	-	-	0.575 m	-	8-10 @ 100 mm Type A (1.5)	-	12-10 @ 100 mm Type A (1.4)	ELEVATION 2S	
	2	7.000 m	300 mm	750 mm	2-20 (690)	1-20	3-20 (1,175)	1-20	3-20 (690)	-	-	1.750 m	1.750 m	5-10 @ 150 mm Type A (0.6)	-	14-10 @ 450 mm Type A (0.1)	ELEVATION 2S	
2CB3	1	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (854)	1-20	-	-	4-14 (353)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	14-10 @ 200 mm Type A (0.7)	ELEVATION 2S	
	2	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (757)	1-20	2-16 (383)	-	4-14 (355)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.7)	-	11-10 @ 250 mm Type A (0.6)	ELEVATION 2S	
2CB4	1	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (739)	1-20	-	-	4-14 (350)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.6)	-	10-10 @ 275 mm Type A (0.5)	ELEVATION 2S	
	2	3.700 m	300 mm	600 mm	2-20 (829)	2-20	3-16 (407)	-	4-14 (369)	-	-	0.925 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	10-10 @ 275 mm Type A (0.5)	ELEVATION 2S	
2CB5	1	25.025 m	250 mm	200 mm	2-14 (0)	2-14	-	-	4-14 (276)	-	-	6.256 m	-	2-10 @ 150 mm Type A (0.2)	-	54-10 @ 450 mm Type A (0.2)	ELEVATION 2S	
	2	5.575 m	250 mm	200 mm	2-14 (0)	2-14	2-18 (495)	-	4-14 (276)	-	-	1.394 m	-	2-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	12-10 @ 450 mm Type A (0.0)	ELEVATION 2S	
2CB6	1	4.175 m	300 mm	600 mm	2-20 (679)	1-20	-	-	4-14 (347)	-	-	1.044 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.5)	-	10-10 @ 325 mm Type A (0.5)	ELEVATION 2S	
	2	4.175 m	300 mm	600 mm	2-20 (673)	1-20	2-16 (380)	-	4-14 (351)	-	-	1.044 m	-	4-10 @ 150 mm Type A (0.5)	-	10-10 @ 325 mm Type A (0.4)	ELEVATION 2S	
2CB7	1	6.300 m	300 mm	600 mm	2-20 (1,088)	2-20	2-20 (1,019)	2-20	2-20 (540)	-	-	1.575 m	1.575 m	4-10 @ 150 mm Type A (0.8)	-	12-10 @ 450 mm Type A (0.1)	ELEVATION 1S	



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO:

DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL
ETAPA II NUEVO CHIMBOTE – ANCASH

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

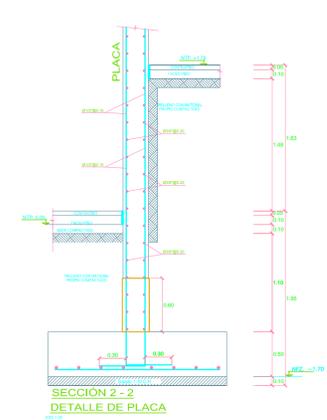
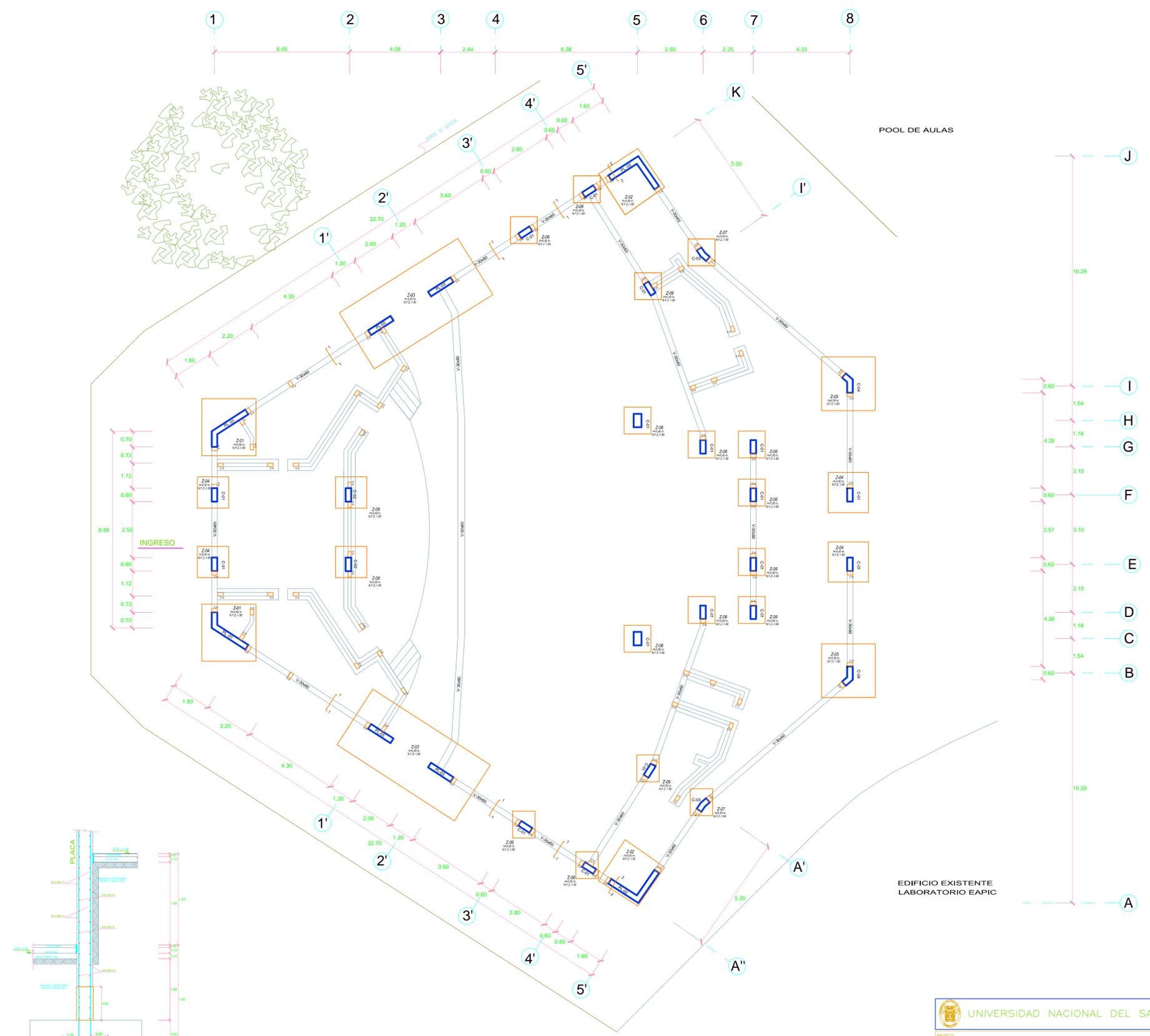
LAMINA:

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

E-5

PLANO: CUADRO DE VIGAS BLOQUE A

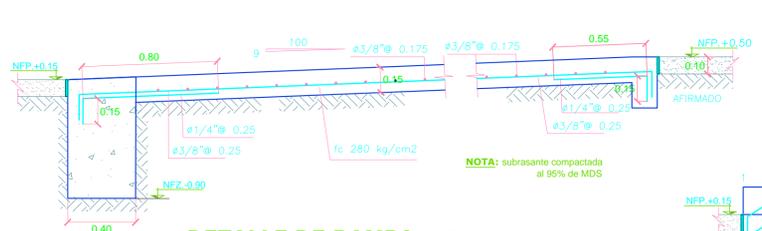
ASESOR: ARQ. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ	FECHA: JULIO 2017	DIBUJO: LDSV
DPTO: ANCASH	PROV: SANTA	DIST: NUEVO CHIMBOTE
		ESCALA: INDICADA



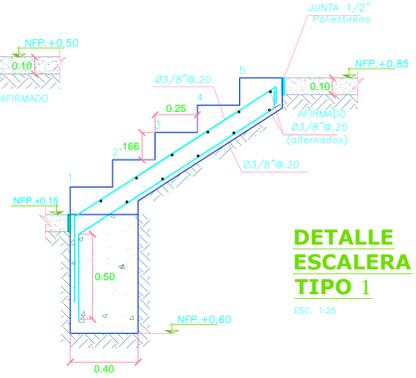
CIMENTACIÓN DEL AUDITORIO

ESC. 1/50

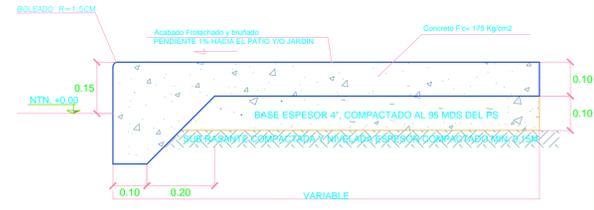
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA			
PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH			
RESPONSABLE:	BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN	ESCALA:	E-6
ESPECIALIDAD:	BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL	ESTRUCTURA	
PLANO:	CIMENTACIÓN AUDITORIO		
REVISOR:	ARO. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ	FECHA:	JULIO 2017
DPTO:	ANCASH	PROV:	SANTA
		OBJ:	NUEVO CHIMBOTE
		ESCALA:	INDICADA



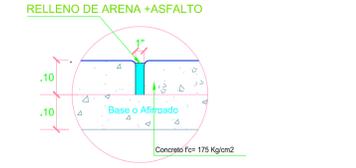
DETALLE DE RAMPA S/C = 500 kg/m2
ESC. 1:25



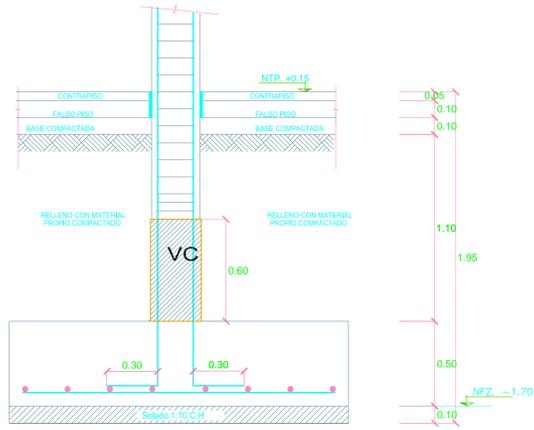
DETALLE ESCALERA TIPO 1
ESC. 1:25



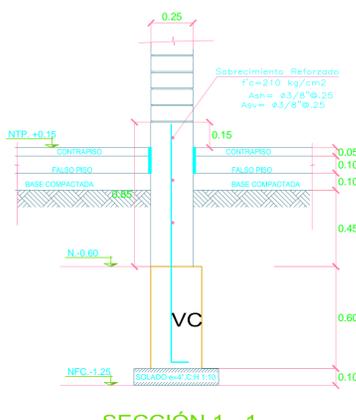
DETALLE DE VEREDAS
ESCALA : 1/10



JUNTA DE DILATACION C/3.00m
ESCALA : 1/10

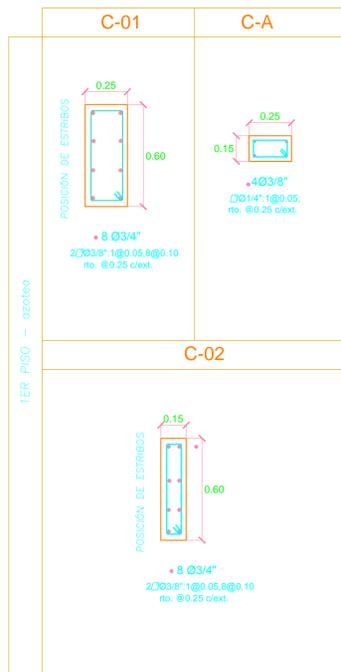


DETALLE DE ZAPATA
ESC. 1:25

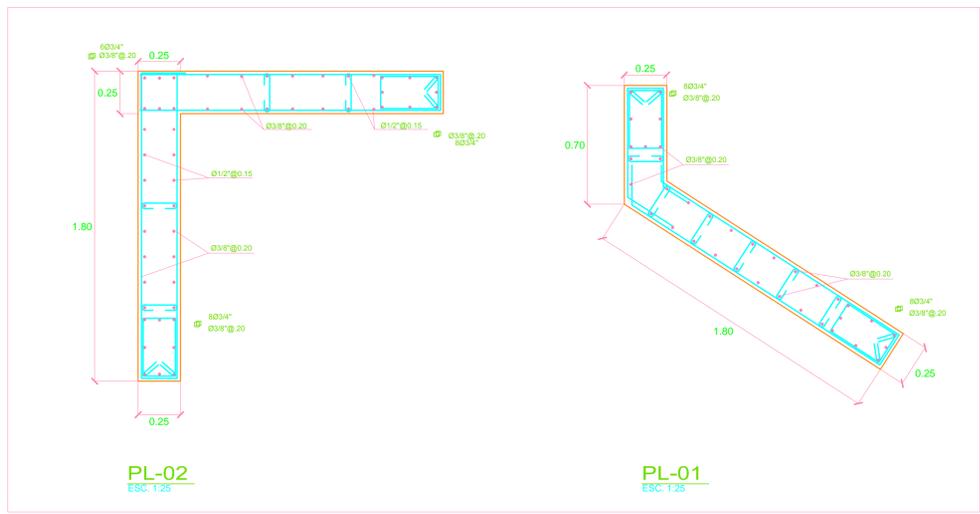


SECCIÓN 1 - 1
ESC. 1:25

CUADRO DE COLUMNAS
Esc:1/20

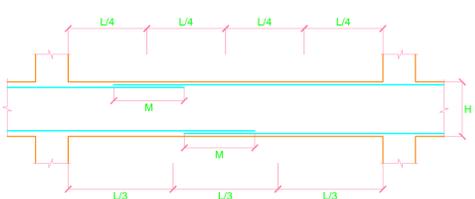


Ø	LONGITUD DE EMPALME (L)	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	H. Cualquiera	H < 0.30 H > 0.30
e 3/8"	0.40	0.40 0.45
e 1/2"	0.40	0.40 0.50
e 5/8"	0.50	0.45 0.60
e 3/4"	0.60	0.55 0.75



PL-02
ESC. 1:25

PL-01
ESC. 1:25



Ø	LOSAS Y VIGAS (cm.)		EN COLUMNAS	
	LOSAS Y VIGAS	COLUM. (cm.)	LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS
6mm	30	30		
3/8"	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		
3/4"	70	60		
1"	120	90		

No se permitirán empalmes del refuerzo superior (negativo) en una longitud de 1/4 de luz de la losa o viga a cada lado de la columna o apoyo.

Los empalmes L se ubicarán en el tercio central. No se empalmarán más del 50% de la armadura en una misma sección.

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE -- ANCASH

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

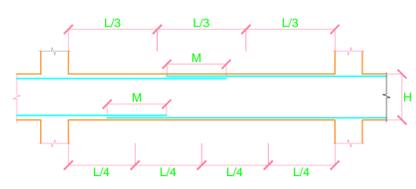
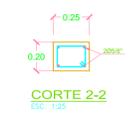
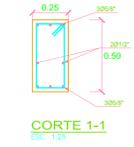
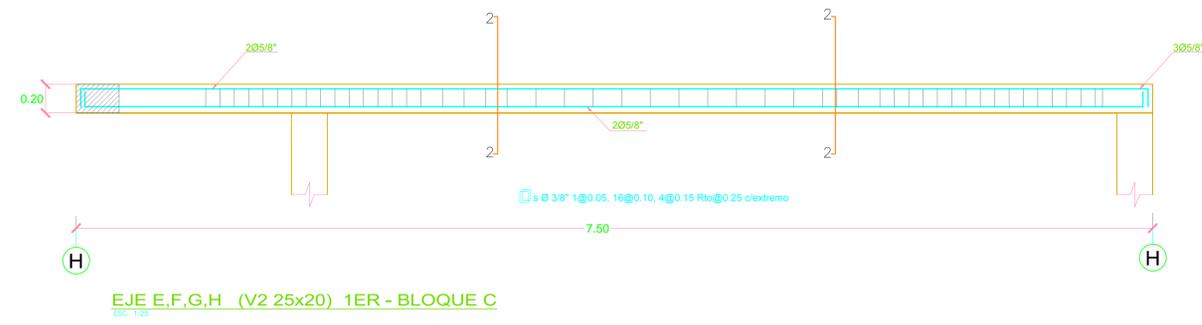
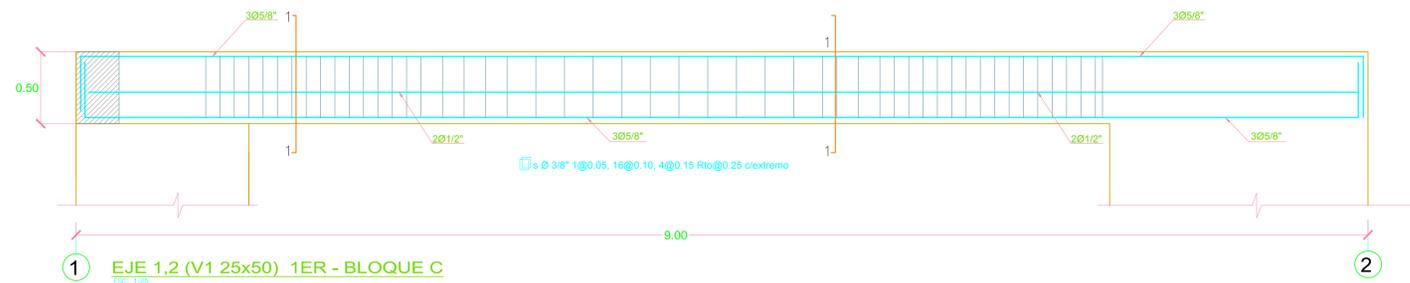
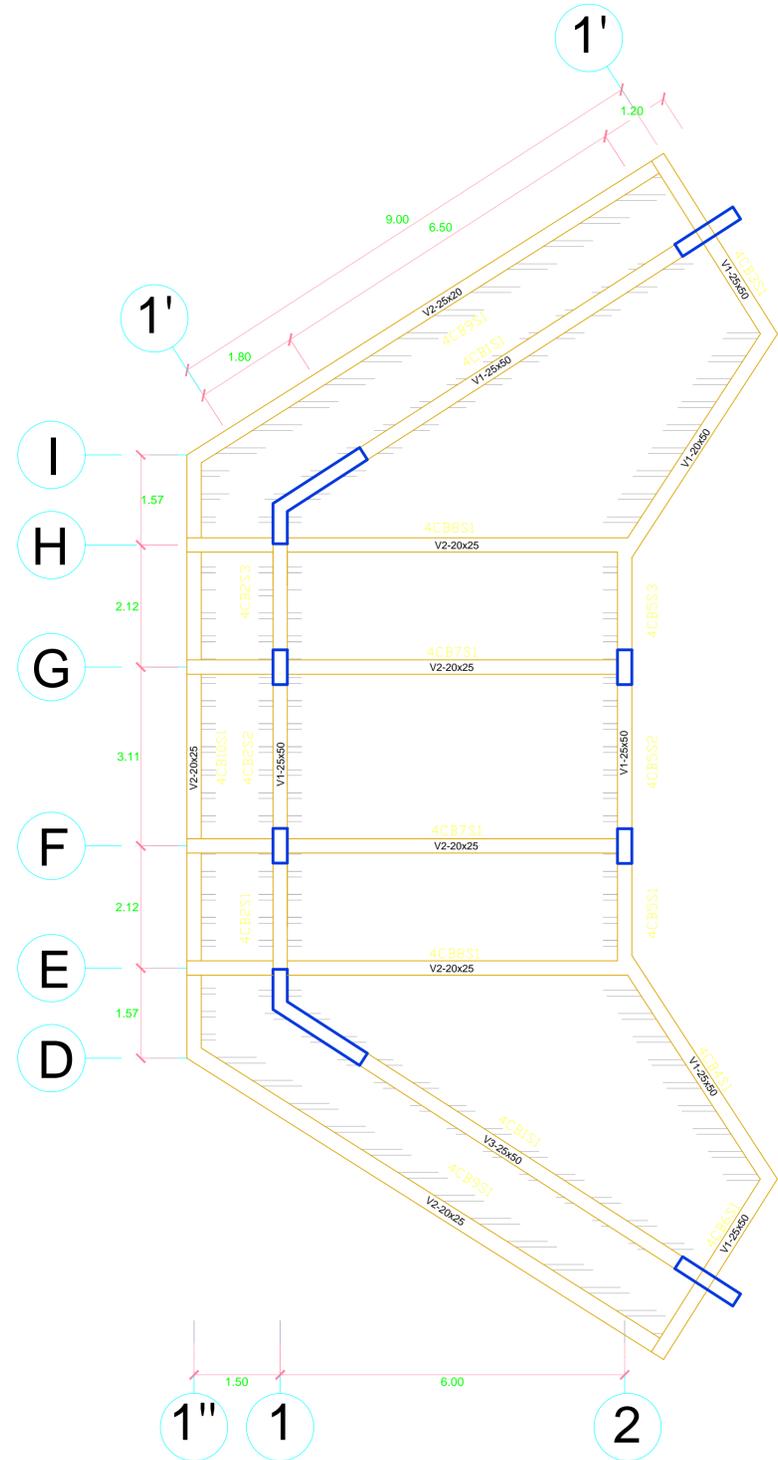
PLANO: DETALLES DE CIMENTACION AUDITORIO

ASESOR: ARO. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ
DPTO: ANCASH

FECHA: JULIO 2017

DIBUJO: LDSV

PROV. SANTA
DISEÑO: NUEVO CHIMBOTE
ESCALA: INDICADA



Ø	LONGITUD DE EMPALME (L)		
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	H. Cualquiera	H < 0.30	H > 0.30
Ø 3/8"	0.40	0.40	0.45
Ø 1/2"	0.40	0.40	0.50
Ø 5/8"	0.50	0.45	0.60
Ø 3/4"	0.60	0.55	0.75

Ø	LOSAS, COLUMNAS Y VIGAS (cm.)		LOSAS Y VIGAS		EN COLUMNAS		ESTRIBOS	
	LOSAS	COLUMNAS Y VIGAS	LOSAS Y VIGAS		EN COLUMNAS		Ø	L
6mm	30		No se permitirán empalmes del refuerzo superior (negativo) en una longitud de 1/4 de luz de la losa o viga a cada lado de la columna o apoyo.		Los empalmes L se ubicarán en el tercio central. No se empalmarán más del 50% de la primadura en una misma sección.		6 mm	7 cm
3/8"	40	30					7 cm	1.5 cm
1/2"	50	40					10 cm	2.0 cm
5/8"	60	50						
3/4"	70	60						
1"	120	90						

ALIGERADO CONVENCIONAL UNIDIRECCIONAL H=0.20m.
ESPACIAMIENTO ENTRE VIGUETAS = 0.40m.

ENCOFRADO DE TECHO DE AUDITORIO

ESC. 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

RESPONSABLE BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: ALIGERADOS AUDITORIO

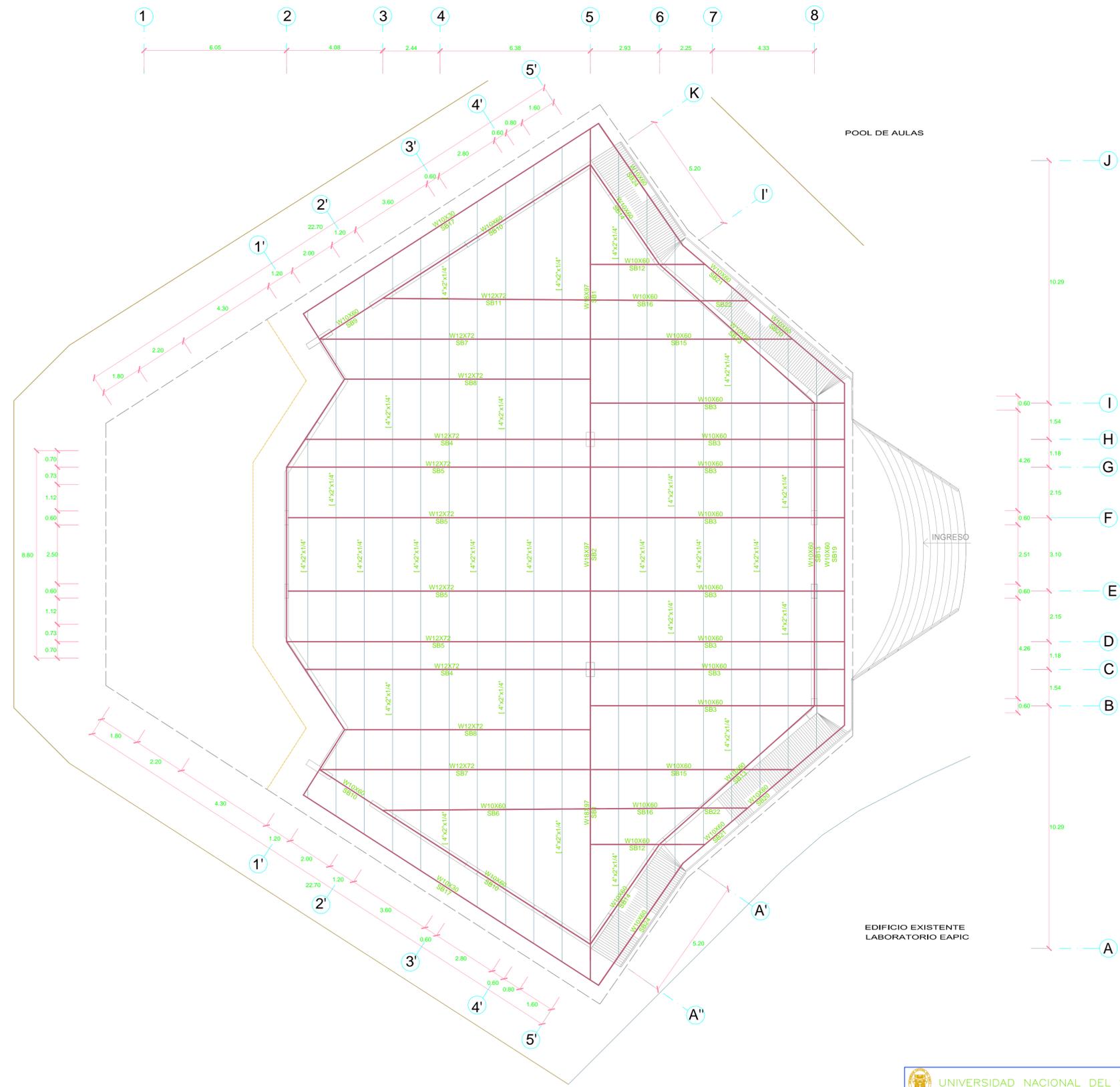
ABSOR. ARQ. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ
DPTO. ANCASH

FECHA: JULIO 2017

ESCALA: INDICADA

LIBRO: LBSV

HOJA: 8



PLANTA DE TECHO ESTRUCTURA METÁLICA AUDITORIO

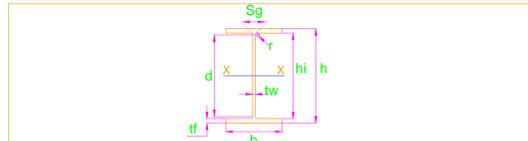
ESC. 1/50

 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA			
PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLÓN DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH			
RESPONSABLE:	BACH. PEDRO DAVID PARI RAMON	REDA:	JULIO 2017
ESPECIALIDAD:	LEONARDO DANIEL SANCHEZ VIDAL	ELABO:	LDSV
PLANO:	ESTRUCTURAS		ETAPA:
ACCION:	ESTRUCTURA METÁLICA AUDITORIO		ESCALA:
DPTO:	ANCASH	PROY:	SANTA
		UBIC:	NUEVO CHIMBOTE
			INDICADA

E-9

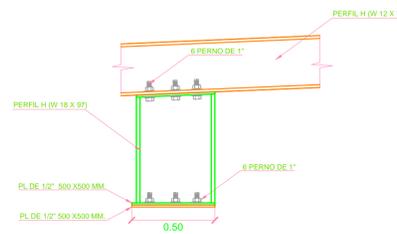
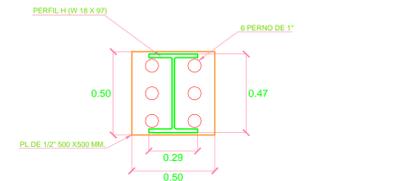
CUADRO DE VIGAS DE ACERO

ID	SECCIÓN	ALTO	LONGITUD (M)	NÚMERO	LONGITUD TOTAL
SB1	W18X97	472 MM	11.36	2	22.72
SB2	W18X97	472 MM	9.16	1	9.16
SB3	W10X60	260 MM	10.12	8	80.90
SB4	W12X72	311 MM	11.92	2	23.84
SB5	W12X72	311 MM	12.92	4	23.84
SB6	W10X60	260 MM	8.44	1	51.72
SB7	W12X72	311 MM	11.14	2	8.44
SB8	W12X72	311 MM	10.4	2	22.30
SB9	W10X60	260 MM	2.04	2	20.78
SB10	W10X60	260 MM	9.96	2	4.08
SB11	W12X72	311 MM	8.42	1	19.20
SB12	W10X60	260 MM	4.02	2	8.42
SB13	W10X60	260 MM	8.38	2	8.02
SB14	W10X60	260 MM	4.86	2	16.74
SB15	W10X60	260 MM	7.58	2	9.74
SB16	W10X60	260 MM	4.7	2	15.16
SB17	W10X30	260 MM	14.08	2	9.38
SB18	W18X50	460 MM	0.84	2	28.16
SB19	W10X60	260 MM	13.14	1	1.66
SB20	W10X60	260 MM	6.06	2	13.14
SB21	W10X60	260 MM	2.32	2	12.12
SB22	W10X60	260 MM	1.06	2	4.64
SB23	W10X60	260 MM	0.32	1	2.12
SB24	W10X60	260 MM	6.46	2	0.32
SB25	W10X60	260 MM	0.62	2	12.92
SB24	W10X60	260 MM	0.46	1	0.46
SB25	W10X30	267 MM	0.60	1	0.60



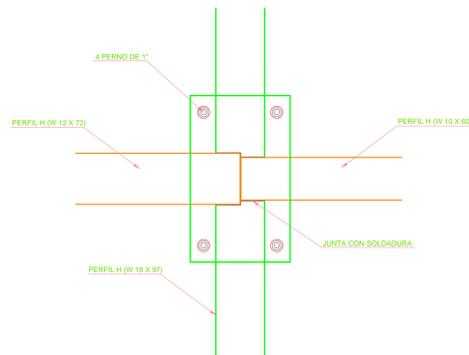
SECCIÓN	h (mm.)	tw(mm)	b (mm.)	tf (mm.)	r (mm)	hi (mm.)	d (mm)
W18X97	472	13.6	293	22.1	10	427.8	407.8
W18X50	457	9	190	14.5	10	428	408
W12X72	311	10.9	306	17	15	277	247
W10X60	260	10.7	256	17.3	13	225.4	199.4
W10X30	262	6.6	147	11.2	8	239.8	223.8

PERFIL H AMERICANO DE ALA ANCHA W-F

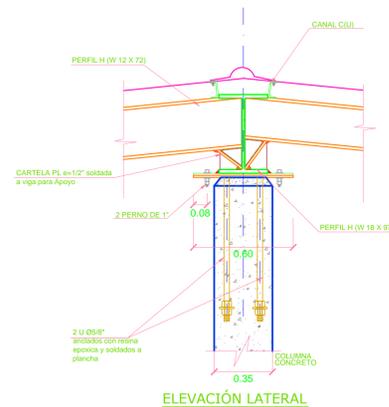
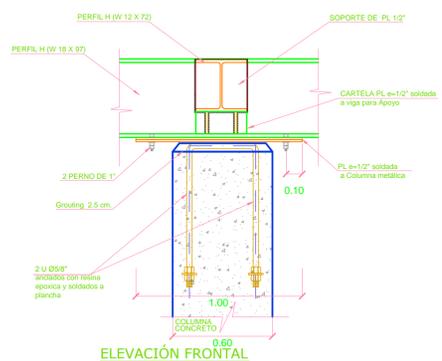


DETALLE UNIÓN VIGA - COLUMNA

ESC: 1:25

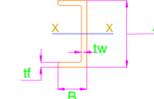


PLANTA



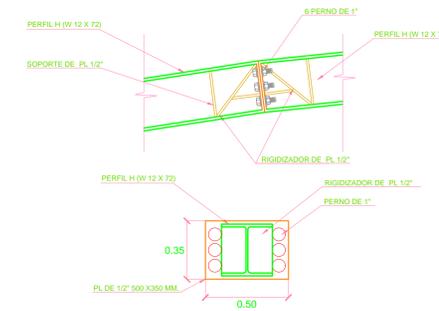
DETALLES - FIJACIÓN VIGA PRINCIPAL W 18 X97 SB2

ESC: 1:25



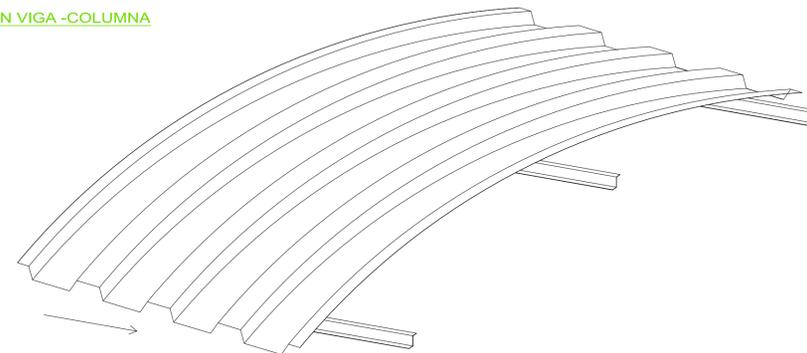
SECCIÓN	ÁREA (pulg2.)	A (pulg)	B (pulg.)	tw (pulg.)	tf (pulg.)	PESO NOMINAL Kg/m
4X7.25	2.13	4	1.721	0.321	0.296	10.77

CANALES C (U) DUAL A 36/ A572 -G 50



DETALLE UNION VIGA-VIGA

ESC: 1:25



CALAMINON

DETALLE - COBERTURA METALICA

ESCALA: 1/15



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN
BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: DETALLES DE UNIONES AUDITORIO

ASESOR: ARO. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ

FECHA: JULIO 2017

DIBUJO: LDSV

DPTO: ANCASH

PROV: SANTA

DIST: NUEVO CHIMBOTE

ESCALA: INDICADA

LÁMINA: E-10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. GENERALIDADES

La presente especificación forma parte del proyecto para la construcción de las estructuras de concreto simple, armado así como para la construcción de estructuras de acero.

El contratista se ceñirá estrictamente a lo indicado en los planos del proyecto, a la presente especificación y en las normas indicadas en el Anexo 1.

2. EXCAVACIONES Y RELLENOS

Las excavaciones para las estructuras serán efectuadas de acuerdo a las líneas, secciones y elevaciones indicadas en los planos. Las dimensiones de las excavaciones serán tales que permitan colocar en todas las dimensiones las estructuras correspondientes. Los niveles de cimentación aparecen indicados en los planos, pero podrán ser modificados por el Supervisor o el Proyectista en caso de considerarlo necesario para asegurar una cimentación satisfactoria.

Los cortes se ejecutarán con cualquier tipo de equipo que permita la excavación o desplazamiento del material, manteniendo la producción de no remover ni aflojar el material ubicado por debajo de la cota final de corte.

Los rellenos excavados por debajo de los niveles de las estructuras deberán ser rellenos, hasta los niveles perimetrales, con concreto simple. A este se le podrá incorporar hasta 30% del volumen en pedregos, cuyo mayor diámetro no excederá en tiempo de la menor dimensión del espacio por rellenar.

Los espacios laterales a las estructuras definitivas excavados y/o ocupados por ellas serán rellenados hasta los niveles perimetrales, con material granular colocado en capas de 30 cm de espesor, debidamente regadas y compactadas. En las zonas rellenas que servirán de apoyo a pavimentos, la ejecución del relleno se hará por capas de 30 cm compactadas a densidad de 98% por Método Proctor Modificado o equivalente.

3. CONCRETO

3.1 Clases. Se emplearán las clases de concreto definidas a) por su resistencia característica a la compresión (f'c) medida mediante la evaluación estadística de los resultados de la rotura de cilindros estándar ASTM o los 28 días; b) por el tamaño máximo de agregado; y c) por su slump máximo.

En el Cuadro 1 se detallan dichas clases (de manera complementaria a la especificación en los planos), y las condiciones que permitan el control de calidad de las mezclas correspondientes de acuerdo a lo indicado en ACI-318.

3.2 Materiales. Los materiales cumplirán con las normas correspondientes del anexo 1.

3.3 Cemento.

El cemento será ASTM C-150 Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos del proyecto.

3.4 Agregado Fino.

El agregado fino será arena natural, limpia, tendrá granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libres de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas finas y escamas, equisitos, arcillas, ácidos, óxidos, materia orgánica, grava u otras sustancias dañinas.

3.5 Agregado Grueso.

El agregado grueso será grava o piedra o sea en su estado natural, triturada o partida, de grano compacto y de calidad dura. Debe ser limpio, libre de polvo, materia orgánica, coruano, grava o otras sustancias perjudiciales y no controlado por desintegración, ni de arcilla fina. Debe ser graduado desde la malla estándar ASTM 1/4" hasta el tamaño máximo especificado en el Cuadro 1.

3.6 Hormigón.

Es una mezcla natural de agregado fino y grueso. Deberá ser bien graduado entre las mallas estándar ASTM 100 y la malla 7. Deberá estar libre de polvo, escorias, pedregos y otros materiales que puedan afectar la trabajabilidad y/o resistencia estructural del mismo.

3.7 Aditivos.

Sólo se admitirá el uso de aditivos aprobados por el Supervisor o Proyectista, los que deberán usarse de acuerdo a las instrucciones del fabricante. No se aceptará el uso de colorantes.

3.8 Agua.

El agua para la preparación del concreto será fresca, limpia y bebible. Se podrá usar agua no bebible sólo cuando, mediante pruebas previas a su uso, se establezca que los cubos de concreto sin agregado grueso hechos con ella dan resistencias iguales o mayores al 90% de la resistencia de cubos similares elaborados con agua potable.

El contenido de cloruros en el agua deberá conformar con el contenido total de cloruros en la mezcla de masas de no exceder la cantidad máxima permitida en la norma ACI-318.

3.9 Concreto Simple. Se define concreto simple como aquel que no tiene armadura de refuerzo. El concreto simple puede ser elaborado con hormigón en lugar de los agregados fino y grueso. Se aceptará la incorporación de pedregos de la dimensión y la cantidad indicada en los planos, siempre y cuando cada pedruzco pueda ser empujado íntegramente por concreto.

La resistencia a la compresión mínima del concreto simple en cilindros estándar ASTM a los 28 días, será 100 kg/cm² (excepto cuando se indique otro valor en los planos del proyecto).

3.10 Almacenamiento de Materiales. El cemento será almacenado en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad. Los agregados de diferente granulometría serán almacenados separadamente, libres de alteración en su contenido de humedad, contenido de arcilla y materia orgánica.

3.11 Medición de los Materiales. El procedimiento de medición será tal que la cantidad de cada uno de los componentes de la mezcla pueda ser controlado con precisión no menor de 1%.
3.12 Mezclado. Todo el concreto será preparado en mezcladoras mecánicas.

En el caso de emplearse concreto premezclado, éste será mezclado y transportado de acuerdo a la norma ASTM C-94.

En el caso de emplearse mezcladoras a pie de obra, ellas serán usadas en estricto acuerdo con su capacidad máxima y a la velocidad especificada por el fabricante, manteniéndose un tiempo de mezclado mínimo de dos minutos.

No se permitirá el remezclado del concreto que ha endurecido.

El concreto se preparará lo más cerca posible de su destino final.

3.13 Transporte. El concreto será transportado de la mezcladora a los puntos de vaciado tan rápidamente como sea posible y de manera que no ocurra segregación o pérdida de los componentes. No se admitirá la pérdida de concreto segregado.

3.14 Colocación. Antes de vaciar el concreto se eliminará toda suciedad y materia extraña del espacio que va a ser ocupado por el mismo. El concreto deberá ser vaciado continuamente o en capas de un espesor tal que no se forme concreto sobre otro que ya ha sido vaciado. A la altura máxima de colocación del concreto por cada libre será de 2.0 m si no hay obstrucciones, tales como armadura o arriostes de encofrados, y de 1.50 m si existen estas. Por encima de estas alturas deberá usarse torres para depositar el concreto.

3.15 Compactación. La compactación del concreto se ceñirá a la Norma ACI-308.

El tipo de vibrador a utilizarse para los diferentes llenados y clases de concreto por compactar, será sometido a la aprobación de la Supervisión, quien podrá exigir vibradores de diferentes características específicas y condicionales o limitar el ritmo de colocación del concreto en función del equipo con que cuenta el Contratista.

En el llenado, los vibradores deberán penetrar verticalmente una 15 cm en la mezcla previa, la procedida colocando el vibrador a distancias regulares, sistemáticas, con el objeto de lograr una compactación correcta. No se podrá hacer el vaciado de un caso, antes de que el anterior haya sido completamente vibrado.

El equipo mínimo consta de dos vibradores de cada tipo, por cada hora de trabajo. Los vibradores serán de tres tipos según el cuadro siguiente:

Características del Vibrador					
Usado	Diámetro de la cabeza (cm)	Frecuencia (vibr por seg.)	Fuerza centrífuga (kg)	Aceleración (seg.)	Amplitud (mm.)
Losos y vigas	2.5 x 4	170-250	40-180	40-200	0.4-0.8
Columnas, Pilares y Muros de contención	5 x 6.5	130-200	320-900	40-200	0.6-1.3
Zapatas	8 x 15	120-180	680-1800	40-200	0.8-1.5

En áreas en donde sea difícil el vibrado y debido su efecto, será necesario la utilización adicional del "cabezal" para lo cual se usará una barra de construcción de tamaño mangalito.

3.16 Curado. Todo el concreto será curado por vía húmeda. El curado deberá iniciarse tan pronto como sea posible sin dañar la superficie y prolongarse íntegramente por un mínimo de siete días. En el caso de superficies verticales, zapatas, columnas, muros y pilares, el curado deberá complementarse aplicando una membrana selladora desvaivante.

3.17 Pruebas. La resistencia de cada clase de concreto será comprobada periódicamente. Con este fin se tendrán listos cilindros de acuerdo a la norma ASTM C-301 en la cantidad mínima de dos testigos por cada 30 m³ de concreto colocado, pero no menos de dos testigos por día para cada clase de concreto. En cualquier caso cada clase de concreto será comprobada al menos por dos pruebas.

Las pruebas consistirán en romper dos testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM C-39. Se tomará resultado de la prueba al promedio de los dos valores.

La unidad de abanillería será hecha de arcilla. En el Cuadro de estas especificaciones se indican las exigencias para cada tipo de unidad de abanillería.

3.18 Control de Calidad. El cemento será Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos.

3.19 Llave. La arena será natural, limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas finas y escamas, equisitos, arcillas, ácidos, óxidos, materia orgánica, grava u otras sustancias dañinas.

3.20 Transmisión de la Arena para Mortero.

3.21 Malla No. % que pasa

4	100
8	MA-25-M5.5
20	Mx-10

Adicionalmente, su módulo de fricción se encontrará entre 1.6 y 2.5.

3.22 Juntas de Construcción. En las juntas se indica la ubicación de las juntas de construcción y de las juntas de dilatación. En lo posible las juntas de construcción coincidirán con la ubicación de una de las juntas mencionadas. Las juntas de construcción no indicadas en los planos serán ubicadas de tal manera de no reducir la resistencia de la estructura.

Cuando deba haberse una junta de construcción deberá obtenerse la aprobación del Supervisor o Proyectista. En cualquier caso la junta será tratada de modo tal de recuperar el monocilindro del concreto. Para este fin, en todas las juntas verticales, se dejarán libres de elementos de un lado del espacio del concreto, con una profundidad de 2.5 cm en todo el ancho o largo del mismo. Adicionalmente, en todas las juntas horizontales, intradas o verticales, se tratará la superficie del concreto hasta dejar desmenuado el agregado grueso e inmediatamente antes de colocar el concreto fresco se recará la superficie con lechada de cemento.

4. ACERO DE REFUERZO

4.1 Materia. El refuerzo será corrugado, responderá a la norma ASTM A-615 y tendrá un módulo de fluencia de 420 Kg/cm².

El acero está especificado en los planos en base a su esfuerzo de fluencia (fy) y deberá cortarse además a las normas perimetrales indicadas en el Anexo 1.

4.2 Fabricación. Toda la armadura deberá ser cortada a la medida y fabricada estrictamente como se indica en los planos.

Cuando haya demora en el vaciado del concreto, la armadura se inspeccionará nuevamente y se volverá a limpiar.

Y dimensiones mostrados en los planos del proyecto. La tolerancia de fabricación en cualquier dimensión será a favor.

4.3 Limpieza y Limpieza. El acero se almacenará en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad.

La armadura libre de tierra, suciedad, aceite y grasa. Antes de su instalación el acero se limpiará, quitándole los terrones, escamas de óxido y cualquier sustancia extraña. La oxidación superficial es aceptable no reduciendo la resistencia.

4.4 Enduzamiento y Redondeo. Las barras no deberán enduzarse ni volverse a doblar en forma tal que el material se dañe. No se usarán las barras con ondulaciones o doblados no mostrados en los planos o las que tengan deformas.

El calentamiento del acero se permitirá solamente cuando toda la operación sea aprobada por el inspector o proyectista.

4.5 Colocación. La colocación de la armadura será efectuada en estricto acuerdo con los planos y con una tolerancia no mayor de 1 cm con relación a la ubicación indicada en los planos. Ella se asegurará contra cualquier desplazamiento por medio de amarras de alambre ubicadas en las intersecciones.

El recubrimiento de la armadura se logrará por medio de espaldadores de concreto tipo anillo o en forma que tenga un área mínima de contacto con el encofrado.

Para llevar a cabo estas uniones se usará electrodos de la clase AWS E-2018 (Tamaño 7" de Clark) o similar). Deberá precalentarse la barra a 100°C aproximadamente y usarse electrodos completamente secos y precalentados a 200°C.

El procedimiento de soldadura será aprobado por el proyectista. La soldadura será realizada sólo por soldadores calificados mediante pruebas de calificación.

4.7 Empalmes. Los empalmes críticos y los empalmes de elementos no estructurales se mostrarán en los planos. Para otros empalmes usar las condiciones indicadas en Empalmes de Armadura.

5. ENCOFRADOS

5.1 Responsabilidad. El diseño de los andamios y encofrados será efectuado por el constructor. La seguridad de los mismos será responsabilidad exclusiva del constructor.

5.2 Características. Los andamios y encofrados tendrán una resistencia adecuada para resistir con seguridad a las sobrecargas adicionales las cargas impuestas por el peso propio, el peso o empuje del concreto y una sobrecarga en las plataformas de trabajo no menor a 300 kg/m².

Los encofrados serán herméticos a fin de evitar la pérdida de lechada y servir adecuadamente encofrados y puntos entre sí a fin de mantener su posición y forma. Los encofrados serán debidamente alineados y nivelados de tal manera que formen elementos en la ubicación y de las dimensiones indicadas en los planos.

5.3 Acabados. El acabado de todas las superficies vistas será concreto expuesto liso como lo indica en los planos.

5.4 Tolerancias. Las tolerancias admisibles en el concreto terminado son las siguientes:

- a. En cualquier longitud de 3 m 6 mm
- En todo el largo 20 mm
- b. En el alineamiento de aristas y superficies de vigas y losas.
- En cualquier longitud de 3 m 6 mm
- En cualquier longitud de 6 m 8 mm
- En todo el largo 20 mm
- c. En la sección de cualquier elemento < 10 m +10 mm
- d. En la ubicación de huecos, codos, laterales, etc. 6 mm

5.5 Detalles. La fijación de las formas se hará de manera tal que no dejen elemento desde metal alguno dentro de 15 mm de la superficie.

Con el objeto de facilitar el desmoldado las formas podrán ser recubiertas con aceite soluble u otras sustancias aprobadas por el supervisor o proyectista.

5.6 Desmoldado. El desmoldado de los elementos de la estructura podrá hacerse cuando se cumple el plazo indicado o cuando se alcanza la resistencia indicada:

- a. Encofrados verticales de columnas, muros y vigas 18 horas
- b. Losas perimetrales: inmediatamente luego del llenado.
- c. Vigas de Concreto Armado:
 - Encofrado de fondo 210 kg/cm²
 - Paralelos 245 kg/cm²
 - Encofrado de fondo 210 kg/cm²
 - Paralelos 245 kg/cm²
- e. Soportes y losas de los departamentos: 175 kg/cm²

5.7 Protección contra el Intemperismo. Usar los procedimientos siguientes de acuerdo a lo especificado en el siguiente procedimiento:

Primera. Se usará un sistema de pintura convencional épico aprobado por el Supervisor y aplicado de acuerdo al siguiente procedimiento:

a) Preparación de superficie. Previamente a la aplicación de la pintura, todo el acero será limpiado de costras de laminado, oxidación suelta, residuos de soldadura, residuos de laminado de soldadura, polvo u otra materia extraña con arenado a seco método que produzca algún efecto y que sea aprobado por el inspector. Así mismo se eliminarán los residuos de aceite y/o grasa usando disolvente apropiado. La preparación de las superficies estará de acuerdo con la especificación que corresponde al arenado a metal blanco.

5.8 Montaje. Los encoframientos. Las estructuras deberán ser transportadas y montadas de manera que mantengan su alineamiento y punto dentro de las tolerancias indicadas en la sección 7) del Código del American Institute of Steel Construction.

Debe proveerse anclajes temporales cuando sea necesario para resistir las cargas impuestas por las operaciones de transporte y montaje.

Soldadura de Ocas. Deberá removerse con cepillo de alambre todo el óxido de pintura en las superficies adyacentes a las zonas a soldarse en obra.

6. ALBAÑILERÍA

6.1 Alcance de la especificación. Estas especificaciones tienen como objetivo proporcionar los requisitos que debe cumplir la albañilería para su construcción.

6.2 Generalidades. La albañilería estructural se construirá de acuerdo a las presentes especificaciones y a los planos del Proyecto que indican el tipo de albañilería a usar.

Tipo confiado: armadura vertical y horizontal colocadas en elementos de concreto.

Todos los aspectos referentes al concreto armado se ceñirán a la parte pertinente de los planos y a las especificaciones de concreto armado.

6.3 Materiales

6.3.1 Unidades de Albañilería. La unidad de albañilería será hecha de arcilla. En el Cuadro de estas especificaciones se indican las exigencias para cada tipo de unidad de albañilería.

6.3.2 Cemento. El cemento será Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos.

6.3.3 Llave. La arena será natural, limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas finas y escamas, equisitos, arcillas, ácidos, óxidos, materia orgánica, grava u otras sustancias dañinas.

6.3.4 Transmisión de la Arena para Mortero.

6.3.5 Malla No. % que pasa

4	100
8	MA-25-M5.5
20	Mx-10

Adicionalmente, su módulo de fricción se encontrará entre 1.6 y 2.5.

6.3.6 Juntas de Construcción. En las juntas se indica la ubicación de las juntas de construcción y de las juntas de dilatación. En lo posible las juntas de construcción coincidirán con la ubicación de una de las juntas mencionadas. Las juntas de construcción no indicadas en los planos serán ubicadas de tal manera de no reducir la resistencia de la estructura.

Cuando deba haberse una junta de construcción deberá obtenerse la aprobación del Supervisor o Proyectista. En cualquier caso la junta será tratada de modo tal de recuperar el monocilindro del concreto. Para este fin, en todas las juntas verticales, se dejarán libres de elementos de un lado del espacio del concreto, con una profundidad de 2.5 cm en todo el ancho o largo del mismo. Adicionalmente, en todas las juntas horizontales, intradas o verticales, se tratará la superficie del concreto hasta dejar desmenuado el agregado grueso e inmediatamente antes de colocar el concreto fresco se recará la superficie con lechada de cemento.

6.3.7 Pruebas. La resistencia de cada clase de concreto será comprobada periódicamente. Con este fin se tendrán listos cilindros de acuerdo a la norma ASTM C-301 en la cantidad mínima de dos testigos por cada 30 m³ de concreto colocado, pero no menos de dos testigos por día para cada clase de concreto. En cualquier caso cada clase de concreto será comprobada al menos por dos pruebas.

Las pruebas consistirán en romper dos testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM C-39. Se tomará resultado de la prueba al promedio de los dos valores.

La unidad de abanillería será hecha de arcilla. En el Cuadro de estas especificaciones se indican las exigencias para cada tipo de unidad de abanillería.

6.3.8 Control de Calidad. El cemento será Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos.

6.3.9 Llave. La arena será natural, limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas finas y escamas, equisitos, arcillas, ácidos, óxidos, materia orgánica, grava u otras sustancias dañinas.

6.3.10 Transmisión de la Arena para Mortero.

6.3.11 Malla No. % que pasa

4	100
8	MA-25-M5.5
20	Mx-10

Adicionalmente, su módulo de fricción se encontrará entre 1.6 y 2.5.

6.3.12 Juntas de Construcción. En las juntas se indica la ubicación de las juntas de construcción y de las juntas de dilatación. En lo posible las juntas de construcción coincidirán con la ubicación de una de las juntas mencionadas. Las juntas de construcción no indicadas en los planos serán ubicadas de tal manera de no reducir la resistencia de la estructura.

Cuando deba haberse una junta de construcción deberá obtenerse la aprobación del Supervisor o Proyectista. En cualquier caso la junta será tratada de modo tal de recuperar el monocilindro del concreto. Para este fin, en todas las juntas verticales, se dejarán libres de elementos de un lado del espacio del concreto, con una profundidad de 2.5 cm en todo el ancho o largo del mismo. Adicionalmente, en todas las juntas horizontales, intradas o verticales, se tratará la superficie del concreto hasta dejar desmenuado el agregado grueso e inmediatamente antes de colocar el concreto fresco se recará la superficie con lechada de cemento.

6.3.13 Pruebas. La resistencia de cada clase de concreto será comprobada periódicamente. Con este fin se tendrán listos cilindros de acuerdo a la norma ASTM C-301 en la cantidad mínima de dos testigos por cada 30 m³ de concreto colocado, pero no menos de dos testigos por día para cada clase de concreto. En cualquier caso cada clase de concreto será comprobada al menos por dos pruebas.

Las pruebas consistirán en romper dos testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM C-39. Se tomará resultado de la prueba al promedio de los dos valores.

La unidad de abanillería será hecha de arcilla. En el Cuadro de estas especificaciones se indican las exigencias para cada tipo de unidad de abanillería.

6.3.14 Control de Calidad. El cemento será Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos.

6.3.15 Llave. La arena será natural, limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas finas y escamas, equisitos, arcillas, ácidos, óxidos, materia orgánica, grava u otras sustancias dañinas.

6.3.16 Transmisión de la Arena para Mortero.

6.3.17 Pruebas. La resistencia de cada clase de concreto será comprobada periódicamente. Con este fin se tendrán listos cilindros de acuerdo a la norma ASTM C-301 en la cantidad mínima de dos testigos por cada 30 m³ de concreto colocado, pero no menos de dos testigos por día para cada clase de concreto. En cualquier caso cada clase de concreto será comprobada al menos por dos pruebas.

Las pruebas consistirán en romper dos testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM C-39. Se tomará resultado de la prueba al promedio de los dos valores.

La unidad de abanillería será hecha de arcilla. En el Cuadro de estas especificaciones se indican las exigencias para cada tipo de unidad de abanillería.

6.3.18 Control de Calidad. El cemento será Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos.

6.3.19 Llave. La arena será natural, limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas finas y escamas, equisitos, arcillas, ácidos, óxidos, materia orgánica, grava u otras sustancias dañinas.

6.3.20 Transmisión de la Arena para Mortero.

6.3.21 Malla No. % que pasa

4	100
8	MA-25-M5.5
20	Mx-10

Adicionalmente, su módulo de fricción se encontrará entre 1.6 y 2.5.

6.3.22 Juntas de Construcción. En las juntas se indica la ubicación de las juntas de construcción y de las juntas de dilatación. En lo posible las juntas de construcción coincidirán con la ubicación de una de las juntas mencionadas. Las juntas de construcción no indicadas en los planos serán ubicadas de tal manera de no reducir la resistencia de la estructura.

Cuando deba haberse una junta de construcción deberá obtenerse la aprobación del Supervisor o Proyectista. En cualquier caso la junta será tratada de modo tal de recuperar el monocilindro del concreto. Para este fin, en todas las juntas verticales, se dejarán libres de elementos de un lado del espacio del concreto, con una profundidad de 2.5 cm en todo el ancho o largo del mismo. Adicionalmente, en todas las juntas horizontales, intradas o verticales, se tratará la superficie del concreto hasta dejar desmenuado el agregado grueso e inmediatamente antes de colocar el concreto fresco se recará la superficie con lechada de cemento.

6.3.23 Pruebas. La resistencia de cada clase de concreto será comprobada periódicamente. Con este fin se tendrán listos cilindros de acuerdo a la norma ASTM C-301 en la cantidad mínima de dos testigos por cada 30 m³ de concreto colocado, pero no menos de dos testigos por día para cada clase de concreto. En cualquier caso cada clase de concreto será comprobada al menos por dos pruebas.

Las pruebas consistirán en romper dos testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM C-39. Se tomará resultado de la prueba al promedio de los dos valores.

La unidad de abanillería será hecha de arcilla. En el Cuadro de estas especificaciones se indican las exigencias para cada tipo de unidad de abanillería.

6.3.24 Control de Calidad. El cemento será Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos.

6.3.25 Llave. La arena será natural, limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas finas y escamas, equisitos, arcillas, ácidos, óxidos, materia orgánica, grava u otras sustancias dañinas.

6.3.26 Transmisión de la Arena para Mortero.

6.3.27 Malla No. % que pasa

4	100
8	MA-25-M5.5
20	Mx-10

Adicionalmente, su módulo de fricción se encontrará entre 1.6 y 2.5.

6.3.28 Juntas de Construcción. En las juntas se indica la ubicación de las juntas de construcción y de las juntas de dilatación. En lo posible las juntas de construcción coincidirán con la ubicación de una de las juntas mencionadas. Las juntas de construcción no indicadas en los planos serán ubicadas de tal manera de no reducir la resistencia de la estructura.

Cuando deba haberse una junta de construcción deberá obtenerse la aprobación del Supervisor o Proyectista. En cualquier caso la junta será tratada de modo tal de recuperar el monocilindro del concreto. Para este fin, en todas las juntas verticales, se dejarán libres de elementos de un lado del espacio del concreto, con una profundidad de 2.5 cm en todo el ancho o largo del mismo. Adicionalmente, en todas las juntas horizontales, intradas o verticales, se tratará la superficie del concreto hasta dejar desmenuado el agregado grueso e inmediatamente antes de colocar el concreto fresco se recará la superficie con lechada de cemento.

6.3.29 Pruebas. La resistencia de cada clase de concreto será comprobada periódicamente. Con este fin se tendrán listos cilindros de acuerdo a la norma ASTM C-301 en la cantidad mínima de dos testigos por cada 30 m³ de concreto colocado, pero no menos de dos testigos por día para cada clase de concreto. En cualquier caso cada clase de concreto será comprobada al menos por dos pruebas.

Las pruebas consistirán en romper dos testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM C-39. Se tomará resultado de la prueba al promedio de los dos valores.

La unidad de abanillería será hecha de arcilla. En el Cuadro de estas especificaciones se indican las exigencias para cada tipo de unidad de abanillería.

6.3.30 Control de Calidad. El cemento será Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos.

6.3.31 Llave. La arena será natural, limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas finas y escamas, equisitos, arcillas, ácidos, óxidos, materia orgánica, grava u otras sustancias dañinas.

6.3.32 Transmisión de la Arena para Mortero.

6.3.33 Malla No. % que pasa

4	100
8	MA-25-M5.5
20	Mx-10

Adicionalmente, su módulo de fricción se encontrará entre 1.6 y 2.5.

6.3.34 Juntas de Construcción. En las juntas se indica la ubicación de las juntas de construcción y de las juntas de dilatación. En lo posible las juntas de construcción coincidirán con la ubicación de una de las juntas mencionadas. Las juntas de construcción no indicadas en los planos serán ubicadas de tal manera de no reducir la resistencia de la estructura.

Cuando deba haberse una junta de construcción deberá obtenerse la aprobación del Supervisor o Proyectista. En cualquier caso la junta será tratada de modo tal de recuperar el monocilindro del concreto. Para este fin, en todas las juntas verticales, se dejarán libres de elementos de un lado del espacio del concreto, con una profundidad de 2.5 cm en todo el

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:

CONCRETO SIMPLE: FALSAS ZAPATAS: C/H=1/12 (de requerirse)
 CIMENTOS : C/H=1/10 + 30% P.G., 8" T.M.
 SOBRECIMIENTO : C:H=1/8 + 25% P.M. 6" T.M.

CONCRETO ARMADO: $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ (Zapatas, Muros Contencion)
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (Columnas, Aligerados,
 Losas, Vigas, Escaleras, resto)
 $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (Rampas)

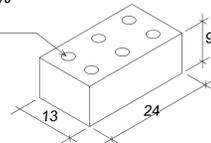
ACERO CORRUGADO: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (DOBLADO EN FRIO)

ALAMBRES: ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE FE°)
 ALAMBRE NEGRO # 08 (AMARRE DE ENCOFRADO)

B- ALBAÑILERIA

UNIDAD : LADRILLO SILICCE-CAL TIPO KK
 TIPO DE UNIDAD : SOLIDA (MAX. 25% VACIOS)
 $f_m = 110 \text{ Kg/cm}^2$; $f_b = 160 \text{ Kg/cm}^2$ (sobre área bruta)
 MORTERO TIPO P1 : CEMENTO: ARENA = 1 : 4
 ESPESOR DE JUNTA : MIN.=1 cm ; MAX.=1.5 cm

SI TIENE ALVEOLOS, ESTOS
 NO EXCEDERAN EL 25%
 DEL VOLUMEN



C- RECUBRIMIENTOS MINIMOS:

-Cimientos, Zapatas, : 7.50 cm
 -Columnas, Vigas, : 4.00 cm
 -Aligerados, Vigas chatas
 y de borde : 3.00 cm
 -Losas macizas, escaleras : 2.50 cm

D- SOBRECARGAS:

INDICADAS EN PLANTA

E- CARGAS PERMANENTES:

- Aligerados $e = 0.20m$: 215 Kg/m²
 - Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m²
 - Piso y cielo raso (azotea) : 70 Kg/m²
 - Albañilería maciza : 1,850 Kg/m³
 - Albañilería tubular : 1,350 Kg/m³

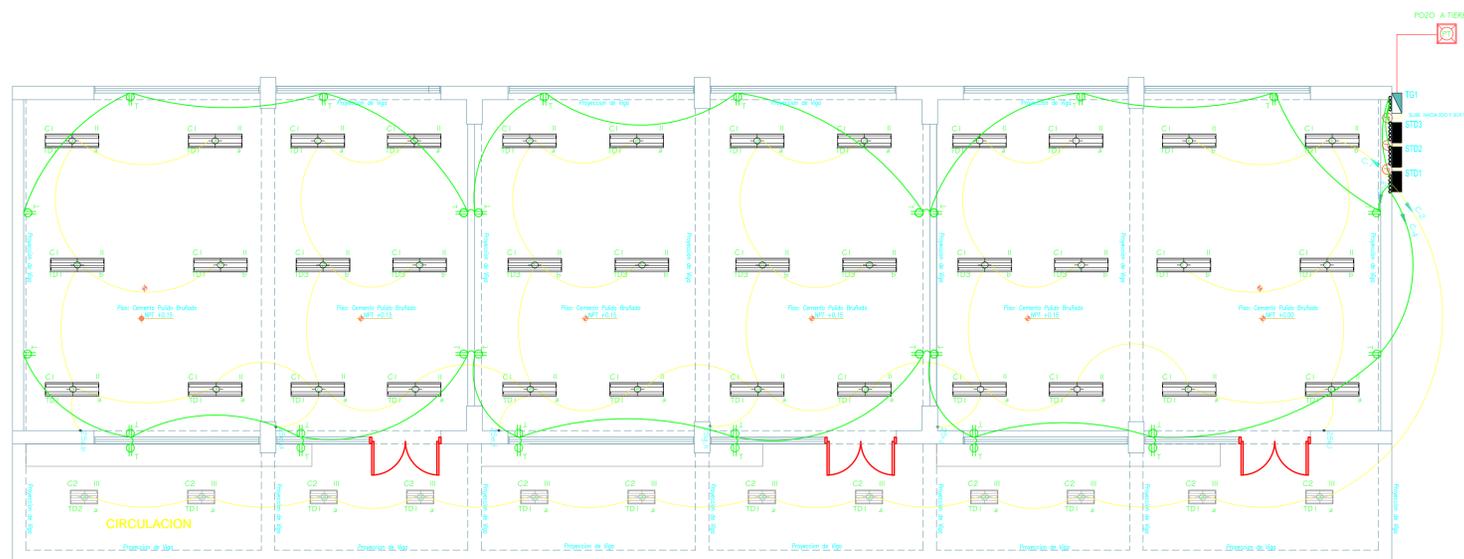
F- NORMAS Y REGLAMENTOS:

-NORMAS E.020, E.030, E.050, E.060
 E.070 y E.090 DEL RNE, PERU-2009
 -ACI 318-2005 -ASTM A-650

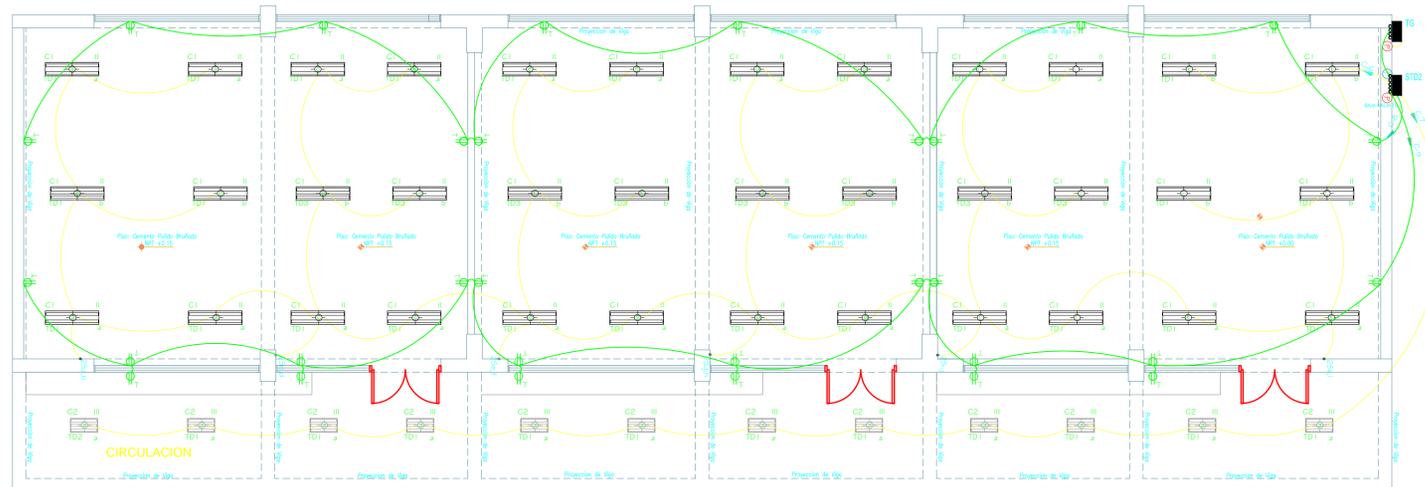
NOTAS:

SI EXISTIERA VARIACIÓN EN OBRA DE
 DIMENSIONES, MATERIALES U OTRO COMUNICAR AL CALCULISTA.

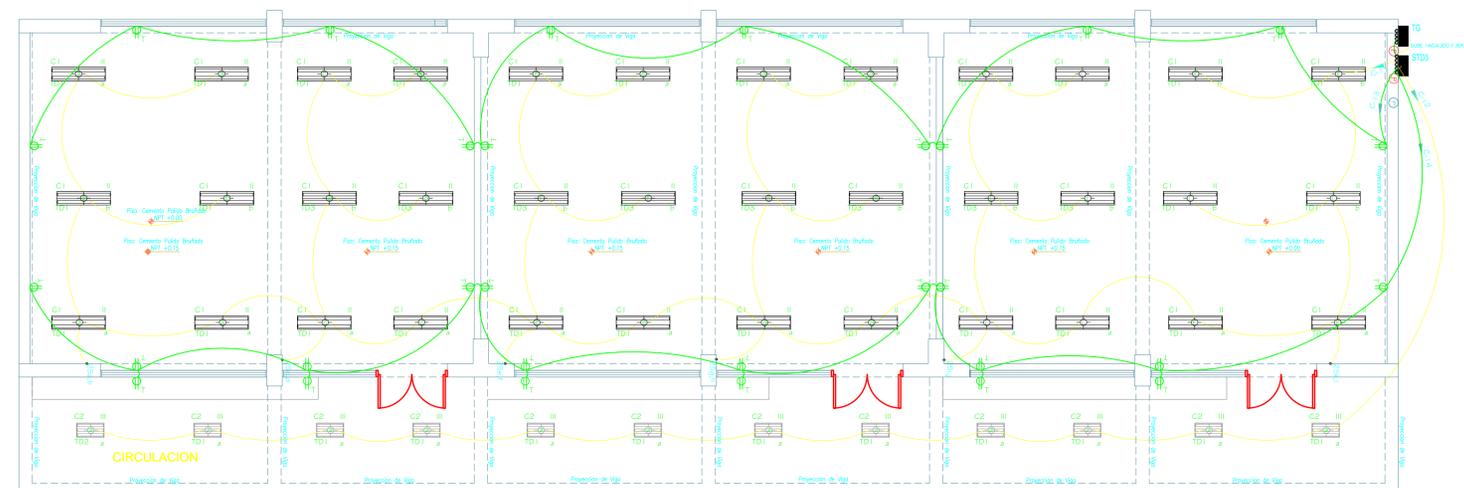
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA			
PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE – ANCASH			
RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMÓN		E-12	
BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL			
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS			
PLANO: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			
ASESOR: ARQ. MARÍA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ	FECHA: JULIO 2017	DIBUJO: LDSV	
DPTO: ANCASH	PROV. SANTA	DIST. NUEVO CHIMBOTE	ESCALA: INDICADA



PLANTA: DISTRIBUCION 1ER NIVEL
ESCALA : 1/50

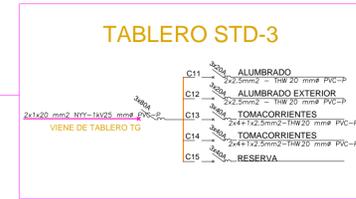
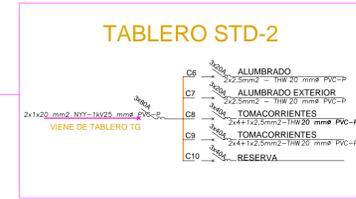
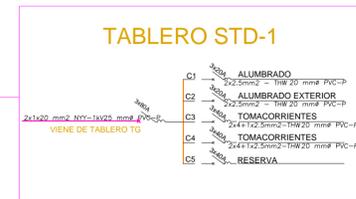
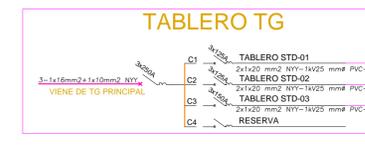


PLANTA: DISTRIBUCION 2DO NIVEL
ESCALA : 1/50



PLANTA: DISTRIBUCION 3ER NIVEL
ESCALA : 1/50

DIAGRAMA UNIFILAR



LEYENDA

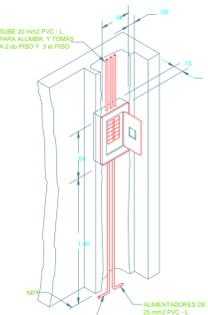
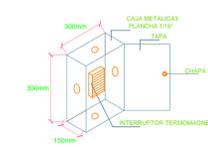
SIMBOLO	DESCRIPCION	CAJA	ALT. SNPT. (m)
	TABLERO DE DISTRIBUCION METALICO TIPO PARA EMPOTRAR		1.80 BORDE INFERIOR
	ARTIFACTO FLUORESCENTE RECTANGULAR CON CUBIERTA ACRILICA COLAMPARAS TUBULARES	OCT. 100x40	TECHO
	ARTIFACTO TODO PLASTICO CUADRADO CON TRES FLUORESCENTES CONECTA DE 20W	OCT. 100x40	TECHO
	INTERRUPTOR UNIPOLAR, SIMPLE Y TRIPLE	RECT. 100x50x40	1.20
	TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE CON PUESTA A TIERRA	RECT. 100x50x40	Panel (1.80 m)
	MEDIDOR		
	POZO A TIERRA		
	TUBO EMPOTRADO TECHO O PARED. 20 mm Ø PVC - L. CON 2x2.5 mm² TW		
	TUBO EMPOTRADO EN PISO. 20 mm Ø PVC - L. CON 2x4 mm² TW + 1x2.5 mm² tw		
	INDICA NUMERO DE CONDUCTORES EN CIRCUITO		
	BUCON DE DERIVACION (Ø 70x170x125) INTERIOR		

DETALLE DE SIMBOLOGIA DE BANCO DE INTERRUPTORES

K : No DE INT. EN LA MISMA CAJA
X : DESIGNACION DEL INT QUE CONCUERDA CON TODAS LAS SALIDAS O CONTROLA ESTE BANCO
S : SIMBOLO DEL INTERRUPTOR
m/p : SUBINDICE O INDICA No DE VAL DE CADA INT. CONTROLADO DESDE EL BANCO

SALIDAS DE LUMINARIAS

No DE CIRCUITO TIPO DE LUMINARIA
DENOMINACION BANCO INT.



TABLERO GENERAL
ESCALA : 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PROYECTO: DISEÑO DEL PABELLON DE INGENIERIA CIVIL ETAPA II NUEVO CHIMBOTE - ANCASH

RESPONSABLE: BACH. PEDRO DAVID PARIÁ RAMON
BACH. LEONARDO DANIEL SÁNCHEZ VIDAL

ESPECIALIDAD: INSTALACIONES ELECTRICAS

PLANO: INSTALACION ELECTRICA POOL DE AULAS

ASESOR: ARO. MARIA JESÚS DÍAZ HERNÁNDEZ
FECHA: JULIO 2017
ERRO: LDSV

DPTO: ANCASH
PROV: SANTA
DST: NUEVO CHIMBOTE
ESCALA: INDICADA

E-1

