



Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Esta licencia es la más restrictiva de las seis licencias principales Creative Commons, permitiendo a otras solo descargar sus obras y compartirlas con otras siempre y cuando den crédito, pero no pueden cambiarlas de forma alguna ni usarlas de forma comercial.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0>



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE INVESTIGACION

EVALUACION DE ORIGINALIDAD

N° 016-74730800

CONSTANCIA

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento **INFORME FINAL DE TESIS** cuyo título es:

EFICIENCIA SISMORRESISTENTE EN EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN
IDELFONSO N° 22505, DISTRITO DE LA TINGUIÑA - ICA - ICA

presentado por:

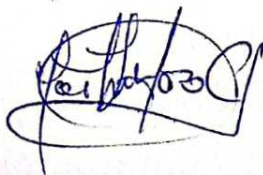
CARLOS CAYHUALLA, HERBERT WILLIAMS

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **18% de similitud** por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Ica, 22 de julio de 2021


DAVID MOTTA HUAYANCA
Técnico Operador Tecnológico:




Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" Ica
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL


DR. ING. MARTIN HAMILTON WILSON HUAMANCHUMO
Director de la Unidad de Investigación de la FIC



**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS
GONZAGA DE ICA**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TITULO:

**“EFICIENCIA SISMORRESISTENTE EN EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN
IDELFONSO N° 22505, DISTRITO DE LA TINGUIÑA -
ICA - ICA”.**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AUTOR:

BACH. CARLOS CAYHUALLA HERBERT WILLIAMS

ICA - PERU

2021

Todo este esfuerzo está dedicado a mi Madre querida porque sé que ella me ayudó en las buenas y en las malas y lo sigue haciendo, además de haberme dado la vida, siempre confió en mí y nunca me abandonó. También está dedicado a mi padre, quien me enseñó que el trabajo duro tiene sus recompensas.

Agradezco a todos los docentes que con su sabiduría, conocimiento y apoyo, motivaron a desarrollarme como persona y profesional en la Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS.....	11
ÍNDICE DE TABLAS.....	15
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	15
RESUMEN.....	16
SUMMARY	17
INTRODUCCIÓN.....	19
CAPITULO I: MARCO TEÓRICO	20
1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	20
1.1.1 ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL.....	20
1.1.2 ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL	20
1.1.3 ANTECEDENTES A NIVEL LOCAL	20
1.2 BASES TEÓRICAS DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
1.2.1 ESTUDIO DE CAMPO Y OBTENCIÓN DE MUESTRAS.....	20
1.2.1.1 ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS	20
1.2.1.2 RELACIONES FUNDAMENTALES.....	21
1.2.1.3 ESTRUCTURA PROPUESTA.....	21
1.2.1.4 EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	28
1.2.1.5 OBTENCIÓN DE MUESTRA	29
1.2.2 ENSAYO DE LABORATORIO.....	30

1.2.2.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.....	30
1.2.2.2	LÍMITES DE CONSISTENCIA	31
1.2.2.3	ENSAYOS ESPECIALES.....	32
1.2.2.4	ENSAYO DE CORTE DIRECTO	43
1.2.3	ENSAYOS DE CAMPO Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS ...	44
1.2.3.1	ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO.....	45
1.2.3.2	ENSAYO DE COMPACTACION (PROCTOR MODIFICADO)	48
1.2.3.3	ENSAYO DE DENSIDAD MINIMA DE MATERIAL PROPIO (SUELO NATURAL).	51
1.2.3.4	DENSIDAD RELATIVA	52
1.2.4	CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS.....	54
1.2.4.1	PERFILES ESTRATIGRÁFICOS DE LA ZONA EN ESTUDIO	54
1.2.4.2	IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS EXISTENTES.....	55
1.2.4.3	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.....	55
1.2.5	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN ESTUDIO	56
1.2.5.1	OBJETIVOS.....	56
1.2.5.2	GENERALIDADES.....	57
1.2.5.3	TIPOS DE FALLA	57
1.2.5.4	CAPACIDAD DE CARGA LIMITE (QD)	58

1.2.5.5	DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	
		59
1.2.5.6	PRESION ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO	62
1.2.5.7	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN Y CRITERIOS A	
	CONSIDERARSE.....	66
1.2.6	EL CONCRETO REFORZADO	71
1.2.6.1	EL CONCRETO	71
1.2.6.2	EL CONCRETO REFORZADO	71
1.2.6.3	COMPONENTES DEL CONCRETO REFORZADO	72
1.2.6.4	CONCRETO EN OBRA	73
1.2.7	REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO	73
1.2.7.1	MÉTODOS DE DISEÑO	73
1.2.7.2	MÉTODO DE DISEÑO APLICADO	73
1.2.7.3	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO	74
1.2.7.4	REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA	74
1.2.8	ELEMENTOS ESTRUCTURALES	75
1.2.8.1	LOSAS	75
1.2.8.2	VIGAS.....	77
1.2.8.3	COLUMNAS	77
1.2.8.4	MUROS DE CORTE.....	77
1.2.8.5	CIMENTACIÓN.....	78

1.3	MARCO LEGAL	80
1.4	MARCO FILOSÓFICO.....	80
1.5	MARCO CONCEPTUAL	80
CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE		
INVESTIGACION.....		83
2.1	SITUACIÓN PROBLEMÁTICA	83
2.2	FORMULACIÓN DE PROBLEMAS	83
2.2.1	PROBLEMA GENERAL	83
2.2.2	PROBLEMAS ESPECÍFICOS	83
2.3	DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	84
2.3.1	DELIMITACIÓN ESPACIAL O GEOGRÁFICA	84
2.3.2	DELIMITACIÓN TEMPORAL	84
2.3.3	DELIMITACIÓN SOCIAL	84
2.3.4	DELIMITACIÓN CONCEPTUAL	84
2.4	JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN	85
2.5	OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN	86
2.6	HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN	87
2.7	VARIABLES DE INVESTIGACIÓN	87
CAPITULO III: ESTRATEGIA METODOLÓGICA		89
3.1.	TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	89
3.1.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	89
3.1.2.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	89
3.1.3.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	89

CAPITULO IV: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.....	90
4.1 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	90
4.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	90
4.3 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO, ANÁLISIS E	
INTERPRETACIÓN DE DATOS	90
CAPITULO V: PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE	
RESULTADOS	92
5.1 PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	92
5.1.1 PRESENTACIÓN DEL PROYECTO.....	92
5.1.2 CLIMATOLOGÍA Y SIMOLOGÍA DE LA ZONA EN ESTUDIO	95
5.1.2.1 CLIMATOLOGIA.....	95
5.1.2.2 RIESGOS DE LA GEODINÁMICA INTERNA Y EXTERNA	95
5.1.3 GENERALIDADES.....	98
5.1.3.1 EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO.....	98
5.1.3.2 CARGAS DE DISEÑO.....	99
5.1.3.3 METODO DE DISEÑO	100
5.1.3.4 MATERIALES EMPLEADOS	101
5.1.3.5 NORMAS EMPLEADAS.....	101
5.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	101
5.1.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	101
5.1.4.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL	103

5.1.4.3	SISTEMA ESTRUCTURAL	104
5.1.4.4	PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	104
5.1.4.5	ALTURA DE ENTREPISOS.....	105
5.1.4.6	CARGAS ACTUANTES	106
5.1.5	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	106
5.1.5.1	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS.....	106
5.1.5.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	108
5.1.5.3	PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNAS.....	108
5.1.5.4	PREDIMENSIONAMIENTO MUROS DE ALBAÑILERÍA.....	110
5.1.6	METRADO DE CARGAS	110
5.1.6.1	CARGAS.....	110
5.1.6.2	ZONA CONTRIBUYENTE DE PISO.....	110
5.1.6.3	ALTERNANCIA DE CARGAS	111
5.1.6.4	PESOS UNITARIOS	111
5.1.6.5	METRADO DE CARGAS PARA LOSA ALIGERADA.....	112
5.1.6.6	METRADO DE CARGAS PARA VIGAS	112
5.1.6.7	METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS.....	113
5.1.6.8	METRADO DE CARGAS PARA MUROS PORTANTES.....	113
5.1.6.9	METRADO DE CARGAS PARA CIMENTACION	113
5.1.7	DISEÑO SISMORRESISTENTE	113

5.1.7.1	ZONIFICACIÓN SISMICA	113
5.1.7.2	CONDICIONES GEOTECNICAS	114
5.1.7.3	FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA	115
5.1.7.4	CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES	115
5.1.7.5	REGULARIDAD ESTRUCTURAL	115
5.1.7.6	SISTEMAS ESTRCTURALES	116
5.1.7.7	CATEGORIA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES	116
5.1.7.8	PESO DE LA EDIFICACION.....	116
5.1.7.9	DESPLAZAMIENTOS LATERALES	117
5.1.8	APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS V9.7.4.....	117
5.1.8.1	ANÁLISIS DE ESTRUCTURA CON EL SOFTWARE ETABS 9.7.4 117	
5.1.8.2	PASOS A SEGUIR PARA MODELAMIENTO DE LA EDIFICACION	117
5.1.8.3	RESULTADOS DEL ANÁLISIS SISMICO	142
5.1.9	DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	152
5.1.9.1	COMPORTAMIENTO	152
5.1.9.2	DISEÑO POR FLEXION	152
5.1.9.3	DISEÑO POR CORTANTE	155
5.1.9.4	REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA	155

5.1.9.5	CORTE DEL REFUERZO LONGITUDINAL	156
5.1.10	DISEÑO DE VIGAS	169
5.1.10.1	COMPORTAMIENTO	169
5.1.10.2	DISEÑO POR FLEXION	170
5.1.10.3	DISEÑO POR CORTANTE	171
5.1.11	DISEÑO DE COLUMNAS	182
5.1.12	DISEÑO DE ZAPATAS	188
5.1.12.1	PRESIÓN NETA DEL SUELO Y DIMENSIONAMIENTO.....	188
5.1.12.2	REACCION AMPLIFICADA DEL SUELO.	189
5.1.12.3	VERIFICACIÓN DEL CORTE.....	189
5.1.12.4	REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXION.....	191
5.1.13	DISEÑO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA	203
5.1.13.1	DEFINICIÓN	203
5.1.13.2	MUROS PORTANTES	203
5.1.13.3	ARRIOSTRES	204
5.1.13.4	ESPESOR EFECTIVO	204
5.1.13.5	ESFUERZO AXIAL MAXIMO	205
5.1.13.6	ESTRUCTURACIÓN EN PLANTA	205
5.1.13.7	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	206
5.1.13.8	CONTROL DE FISURACIÓN	207
5.1.13.9	RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL	207

5.1.13.10	VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO	208
5.1.13.11	VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE COLOCAR REFUERZO HORIZONTAL EN LOS MUROS	209
5.1.13.12	VERIFICACIÓN DEL AGRIETAMIENTO DIAGONAL EN LOS ENTREPISOS SUPERIORES	209
5.1.13.13	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DE LOS MUROS DEL PRIMER PISO Y DE LOS MUROS AGRIETADOS DE PISOS SUPERIORES	209
5.2	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	219
5.2.1	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	219
CAPITULO VI: COMPROBACIÓN DE HIPOTESIS		222
6.1	CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL	222
6.2	CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	222
CONCLUSIONES		224
RECOMENDACIONES		226
FUENTES DE INFORMACIÓN		227
ANEXOS		230

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. N° 1:	Vista en elevación de la columna	25
Fig. N° 2:	Área tributaria para columnas	25

Fig. N° 3: Fases del suelo	34
Fig. N° 4: Ensayo de densidad de campo	46
Fig. N° 5: Instrumentos a usar en el ensayo proctor	49
Fig. N° 6: Grafica obtenida del ensayo proctor	51
Fig. N° 7: Clasificación de suelos para las tres calicatas realizadas	56
Fig. N° 8: Falla por corte general	57
Fig. N° 9: Falla por punzonamiento	58
Fig. N° 10: Falla por cortante local	58
Fig. N° 11: Capacidad de carga	59
Fig. N° 12: Zona de falla bajo cimentación	60
Fig. N° 13: Interacciones	68
Fig. N° 14: Esquema de losa	76
Fig. N° 15 Diagrama de interacción	82
Fig. N° 16: Ubicación del proyecto	84
Fig. N° 17: Clasificación de perfiles de suelo y factores de zona	97
Fig. N° 18 Primer nivel	98
Fig. N° 19: Segundo Nivel	99
Fig. N° 20: Pabellón N°01	102
Fig. N° 21: Pabellón N°02	102
Fig. N° 22: 1er Nivel	103
Fig. N° 23: 2do Nivel	103
Fig. N° 24 Distribución de losas	106
Fig. N° 25: Dirección de aligerado y longitud de paños	107
Fig. N° 26: Zonificación sísmica	114
Fig. N° 27: Asignación de grillas (planta) - Pabellón 01	118

Fig. N° 28: Asignación de grillas (altura) - Pabellón 01	118
Fig. N° 29: Asignación de grillas (planta) - Pabellón 02	119
Fig. N° 30: Asignación de grillas (altura) - Pabellón 02	119
Fig. N° 31: Propiedades concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$	120
Fig. N° 32: Propiedades concreto $f'c=280\text{kg/cm}^2$	120
Fig. N° 33: Propiedades del material albañilería confinada	121
Fig. N° 34: Columna 24x50 (lateral)	121
Fig. N° 35: Viga 30x500 (secundaria)	122
Fig. N° 36: Viga 30x70 (principal)	122
Fig. N° 37: Encofrado de techo de 2do nivel - Pabellón 01 (aulas)	123
Fig. N° 38: Encofrado de techo de 1er nivel - Pabellón 01 (aulas)	123
Fig. N° 39: Encofrado de techo de 2do nivel - Pabellón 02 (administrativas)	123
Fig. N° 40: Encofrado de techo de 1er nivel - Pabellón 02 (administrativas)	124
Fig. N° 41: Modelado Pabellón 1 - Aulas 3D	124
Fig. N° 42: Modelado Pabellón 1 - Aulas 3D vista frontal	124
Fig. N° 43: Modelado Pabellón 2 - Administrativas 3D	125
Fig. N° 44: Modelado Pabellón 2 - Administrativas 3D (vista frontal)	125
Fig. N° 45: Estados de cargas estáticas (muerta y viva) - Pabellón 1, 2	125
Fig. N° 46: Cargas estáticas de sismo en la dirección X - Pabellón 1	126
Fig. N° 47: Cargas estáticas de sismo en la dirección Y - Pabellón 1	126
Fig. N° 48: Cargas estáticas de sismo en la dirección X - Pabellón 2	127
Fig. N° 49: Cargas estáticas de sismo en la dirección Y - Pabellón 2	127
Fig. N° 50: Asignación de cargas muertas (acabados - SD) Pabellón 1	138
Fig. N° 51: Asignación de carga vivs (L) Pabellón 1	138
Fig. N° 52: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 1	138

Fig. N° 53: Asignación de cargas muertas (acabados - SD) Pabellón 2	139
Fig. N° 54: Asignación de carga viva (L) Pabellón 2	139
Fig. N° 55: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 2	139
Fig. N° 56: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 1 y 2	140
Fig. N° 57: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 1 y 2	140
Fig. N° 58: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 1 y 2	140
Fig. N° 59: 1er modo de vibrar - Pabellón 01	142
Fig. N° 60: 2do modo de vibrar - Pabellón 01	142
Fig. N° 61: 1er modo de vibrar - Pabellón 02	143
Fig. N° 62: 2do modo de vibrar - Pabellón 02	143
Fig. N° 63: Columnas del Pabellón 1	183
Fig. N° 64: Nomenclaturas asignadas a las columnas del pabellón 1	183
Fig. N° 65: Labels a las columnas - Pabellón 1	184
Fig. N° 66: Sección de la columna T ingresada al ETABS	184
Fig. N° 67: Sección de columna T representada en Autocad	184
Fig. N° 68: Propiedades del concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	193
Fig. N° 69: Sección de la zapata	193
Fig. N° 70: Sección del cimiento corrido	194
Fig. N° 71: Sección de la viga de cimentación	194
Fig. N° 72: Planta de cimentación	195
Fig. N° 73: Viga de cimentación	195
Fig. N° 74: Presiones por cargas de gravedad	195
Fig. N° 75: Presiones por cargas de sismo en X	196
Fig. N° 76: Presiones por cargas de sismo negativo en X	196
Fig. N° 77: Presiones por cargas de sismo positivo en Y	196

Fig. N° 78: Presiones por cargas de sismo negativo en Y	197
Fig. N° 79: Presiones debido a la carga de servicio	197
Fig. N° 80: Nomenclatura de puntos para las reacciones debido a cargas vivas y muertas	198
Fig. N° 81: Distribución de la albañilería	212

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Identificación de suelos	55
Tabla N° 2: Distorsión angular n.....	62
Tabla N° 3: Relación de espesor de estrato vs. base cimentación.....	64
Tabla N° 4: Tipo de suelo vs capacidad.....	88
Tabla N° 5: Operacionalización de variables	88
Tabla N° 6: Factores de zona "Z"	114
Tabla N° 7: Modos de vibrar - Pabellón 1	143
Tabla N° 8: Modos de vibrar - Pabellón 2	144
Tabla N° 9: Datos P-M2 para diagrama de iteracción.....	185
Tabla N° 10: Datos de P-M3 para el diagrama de iteracción	185
Tabla N° 11: Datos P-M3-M2 Actuantes.....	186
Tabla N° 12: Reacciones y momentos debido a la carga muerta	198
Tabla N° 13: Reacciones y momentos debido a la carga viva	199

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico N° 1: Diagrama de iteracción en la dirección simétrica	186
Gráfico N° 2: Diagrama de iteracción en la dirección antisimétrica.....	187

RESUMEN

El presente estudio de investigación se basa en demostrar la eficiencia sismorresistente en el diseño estructural de una institución educativa que se encuentra localizado en la zona urbana de la localidad de San Idelfonso en la Av. Finlandia N°598, del distrito de la Tinguña, Provincia de Ica, departamento Ica, con el presente trabajo de investigación denominado: “EFICIENCIA SISMORRESISTENTE EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN IDELFONSO N°22505, DISTRITO DE LA TINGUÑA - ICA - ICA”.

Para el desarrollo del mismo he iniciado con la distribución arquitectónica para poder ubicar los elementos estructurales de manera que el centro de masa y el centro de rigidez no estén muy distantes para mantener una simetría favorable y reducir efectos de torsión y éste llegue a afectar el diseño.

A la terminación de la investigación se pudo apreciar la metodología para el diseño y cálculo de sus elementos estructurales en general, siendo de gran importancia para mi aprendizaje. De acuerdo a los resultados del análisis sísmico se ha podido verificar que los esfuerzos sísmicos gobiernan el diseño, siendo de gran importancia el emplear correctamente la norma de diseño sismorresistente.

SUMMARY

The present research study is based on demonstrating the earthquake-resistant efficiency in the structural design of an educational institution that is located in the urban area of the town of San Idelfonso on Avenida Finland No. 598, in the district of Tinguíña, Province de Ica, department Ica WITH the present research work called: “SISMORRESISTENT EFFICIENCY IN THE STRUCTURAL DESIGN OF THE SAN IDELFONSO EDUCATIONAL INSTITUTION N°22505, LA TINGUÍÑA DISTRICT - ICA - ICA”.

For the development of the same I started with the architectural distribution to be able to locate the structural elements so that the center of mass and the center of stiffness are not very distant to maintain a favorable symmetry and reduce torsion effects and this will affect the design. At the end of the investigation, the methodology for the design and calculation of its structural elements in general could be appreciated, being of great importance for my learning.

According to the results of the seismic analysis it has been possible to verify that the seismic efforts govern the design, being of great importance the correct use of the seismic-resistant design standard.

**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

***“EFICIENCIA SISMORRESISTENTE EN EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN
IDELFONSO N° 22505, DISTRITO DE LA TINGUIÑA - ICA -
ICA”.***

**ÁREA DE CONOCIMIENTO:
INGENIERIA Y TECNOLOGIA**

**LINEA DE INVESTIGACIÓN:
DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA**

**AUTOR:
Bach. CARLOS CAYHUALLA HERBERT WILLIAMS**

**ASESOR:
MAG. SANTOS CHACALTANA VÁSQUEZ**

INTRODUCCIÓN

El presente estudio de investigación tiene la finalidad de aplicar normas y procedimientos para obtener la eficiencia sismorresistente que requiera el Diseño Estructural de la Institución Educativa N° 22505 del distrito de la Tinguña. Las especialidades temáticas que se van a incluir en el desarrollo de la investigación son la topografía, la geotecnia, la mecánica de suelos, cálculo estructural, para lo cual se desarrolló el proyecto arquitectónico de la Institución, el cual busca satisfacer las necesidades principales y esenciales de dicha escuela.

CAPITULO I: MARCO TEÓRICO

1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.1 ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL

Ortiz (2012) en su tesis: “Diseño Estructural Sismo-Resistente de los Edificios de Departamentos de Hormigón Armado “Limburg Platz” de la Ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes” el autor explica los pasos de cómo realizó el diseño estructural sismorresistente de un edificio siguiendo normativa de su país y software, lo que se me es de gran aporte para el desarrollo de mi tesis.

1.1.2 ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL

Ruiz & Vega (2015) en su tesis: “Diseño estructural de la I.E. Manuel Gonzalez Prada-Nivel Primaria, Distrito de Quiruvilca, Santiago de Chuco-La Libertad” realiza un análisis y diseño estructural de una Institución Educativa basándose en las recomendaciones de la Norma Peruana Sismorresistente E.030 siendo de gran aporte a mi investigación.

1.1.3 ANTECEDENTES A NIVEL LOCAL

No se ha encontrado registro sobre antecedentes de tesis realizadas sobre diseño sismorresistente realizada en la ciudad de Ica.

1.2 BASES TEÓRICAS DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1 ESTUDIO DE CAMPO Y OBTENCIÓN DE MUESTRAS

1.2.1.1 ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS

Con el objeto de conocer el origen del material suelo es necesario analizar la constitución interna del globo terrestre que se le denomina tierra. Esta no es un cuerpo rígido y estático, dado a que aparte de sus movimientos de rotación y traslación, existe una gran actividad interna que se manifiesta por medio de los fenómenos de geodinámica interna que es la que produce los sismos y la actividad volcánica; éstas fuerzas internas actúan creando nuevas rocas a través de las erupciones volcánicas que afloran a la superficie terrestre en forma de lava ardiente y que se depositan en algunas depresiones que tiene la superficie de la tierra. Las mismas que con el correr del tiempo se enfrían constituyendo nuevas rocas.

1.2.1.2 RELACIONES FUNDAMENTALES

Las relaciones fundamentales para el estudio de suelos son importantísimas, Estas relaciones se refieren a las características morfológicas de un conjunto de partículas del material llamado suelo. Por tratarse de un sistema discontinuo de partículas de este material constituye intrínsecamente de un sistema de tres fases: 1) Fase sólida, que son las partículas minerales, 2) Fase líquida, que generalmente es el agua que pueda tener el suelo en su estado natural, 3) Fase gaseosa, constituida generalmente por el aire o cualquier otro tipo de gas.

Existen tres formas de relaciones entre sus fases que son:

- Relaciones de volúmenes, es la relación entre el volumen de vacíos, estén estos llenos de agua o de aire entre el volumen de los sólidos
- Relaciones de pesos, es la relación entre el peso del agua contenida en el suelo entre el peso del sólido se expresa en %.
- Relaciones de pesos y volúmenes, incluye la densidad y peso específico relativo del suelo.

1.2.1.3 ESTRUCTURA PROPUESTA

Todas las estructuras deben ser diseñadas y construidas para que puedan brindar una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones a las que pueda estar sometida durante el proceso de construcción y el periodo de vida útil requerido.

Para diseñar una estructura correctamente se debe conocer el comportamiento de los elementos que forman parte y el del conjunto constituido por ellos, desde el instante en que empiezan a aplicarse las cargas hasta que estas alcanzan las intensidades máximas que puede soportar la estructura, de modo que una vez construida trabaje de manera correcta en condiciones de servicio y tenga un coeficiente de seguridad adecuado contra la falla.

Existen regulaciones y requerimientos mínimos que hay que aplicar a la hora de diseñar una estructura, para que esta no colapse al momento de ocurrir un sismo, evitando pérdidas de vidas humanas y daños severos a la estructura.

El presente proyecto contara con la construcción de un módulo de aulas de 02 pisos. En el primer piso funcionarán las aulas del primer, segundo y tercer grado de primaria, y en el segundo piso funcionarán las aulas del cuarto, quinto y sexto grado de primaria.

También el proyecto contempla la construcción de un módulo de 02 pisos para uso área administrativa, comedor de profesores, biblioteca y videoteca. Además un módulo de 01 piso para baños y vestidores que incluye baños de hombres, mujeres y discapacitados. Y un módulo de un piso para el uso de aula de recursos.

Además tenemos la construcción de 2 coberturas metálicas para el patio de formación y cancha deportiva.

Finalmente la construcción de un tanque elevado con cisterna para abastecer la demanda de agua en la institución educativa.

Para el dimensionamiento, análisis y diseño de las edificaciones en estudio se utilizara el Reglamento Nacional de Edificaciones, utilizando los datos de los materiales existentes y asequibles en la zona de estudio.

Se tendrán las consideraciones necesarias en el caso de las cimentaciones debido a la presencia de suelo arenoso, el valor de la capacidad portante admisible y la profundidad de cimentación.

Para el análisis sísmico se utilizarán los valores representativos del R.N.E. para las edificaciones en análisis para la zona de la costa y su alta actividad sísmica.

1.2.1.3.1 Análisis de las cargas a transmitir sobre el terreno

Se deben analizar el peso de la estructura en general, estas se pueden dividir en la superestructura (aquella que se eleva por encima del terreno) y la subestructura (aquella que se encuentra inmersa en el suelo de fundación). Para calcular las cargas se puede ayudar del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE.) que en él se encuentran los pesos unitarios de varios de los elementos de una edificación.

Por otra parte se deberán analizar tanto las cargas muertas debido al peso propio de la edificación así como las cargas vivas que son aquellas que gravitan sobre la estructura sin ser parte integrante de la misma; estas a su vez se subdividen en cargas vivas permanentes y cargas vivas accidentales.

Por otra parte debido a la naturaleza compleja del suelo dificulta su análisis debido a que no es un cuerpo rígido como el concreto o el acero, por lo que no es aplicable la teoría del semi espacio elástico que supone un cuerpo homogéneo, isotrópico y linealmente elástico, propiedades que no son logradas en un suelo real.

Como el esfuerzo ejercido por la carga se distribuye en profundidad sobre una superficie cada vez mayor, la presión máxima sobre una sección dada, representada por la altura máxima del bulbo, disminuye con la profundidad. El equilibrio, por otro lado, requiere que la presión total sobre cualquier sección horizontal sea igual a la carga aplicada, de modo que la disminución de la altura del bulbo de presiones es en líneas generales independiente de las propiedades físicas del cuerpo cargado. Así, es común que en la mecánica de los suelos calcular éstas tensiones suponiendo que el material es elástico, homogéneo e isótropo.

1.2.1.3.2 Distribución de Presiones bajo la cimentación

La capacidad portante del suelo es importante para el diseño de zapatas y otras cimentaciones superficiales, sin embargo, la determinación de este valor no es lo único importante, puesto que las presiones que provoca una zapata no actúan únicamente en la superficie o a pocos centímetros de profundidad, si no que la carga también genera presiones a mayor profundidad en el suelo cargado. Para el análisis de estas presiones a profundidad, se emplea la teoría de Boussinesq basada en la determinación de curvas de igual presión en el suelo, los cuales adoptan forma de bulbo y están en función de una compresión que se supone uniforme.

De forma más específica, ecuaciones determinadas por Boussinesq permiten calcular el incremento de esfuerzo en un punto dado, a cierta profundidad. Por la acción de una carga en la superficie.

Este incremento se determina mediante un factor de influencia que depende de relaciones entre la profundidad del punto que se analiza y las dimensiones de la zapata.

1.2.1.3.3 Determinación de la profundidad de investigación

La profundidad a investigar se refiere. La profundidad de investigación se determina por la profundidad a la que el suelo es capaz de disipar la presión de contacto al 10 % de su valor inicial, elige esta profundidad porque es la profundidad ya que el bulbo de presiones por debajo de este valor no representa riesgos que puedan originar asentamientos o falla por corte, solo se considera para el cálculo profundidades por encima del valor del 10 % de la presión de contacto.

Para la determinación de la profundidad del suelo requerida se puede hacer aplicando las teorías de BOUSSINESQ, la de NEWMARK o la de FADUM, las que se han venido aplicando desde hace mucho tiempo. Para este caso usaremos la fórmula de FADUM.

1.2.1.3.4 Teoría de Fadum

La técnica de integración de la ecuación de BOUSSINESQ también permite que se evalúe el esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo de una esquina de área flexible rectangular cargada para hacer esto consideramos un diferencial de área en aquella área flexible cargada. Además si la carga unitaria e Q_0 entonces obtenemos lo siguiente:

$$dq = q \, dx \, dy$$

La carga elemental dP se puede tratar como una carga puntual. El incremento en del esfuerzo vertical en el punto A causado por dP se puede evaluar usando la ecuación de BOUSSINESQ. El incremento del esfuerzo en A ocasionado por dP quedaría de la siguiente manera.

$$d\sigma = \frac{3q \, dx \, dy \, z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

El incremento del esfuerzo en el punto A causado por toda el área cargada ahora se puede determinar con la siguiente integral

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^3(dx \, dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

También se puede usar el Abaco de FADUM o las tablas para determinar la profundidad de exploración en la que el esfuerzo alcanza el 10 % de la presión de contacto.

Fig. N° 1: Vista en elevación de la columna

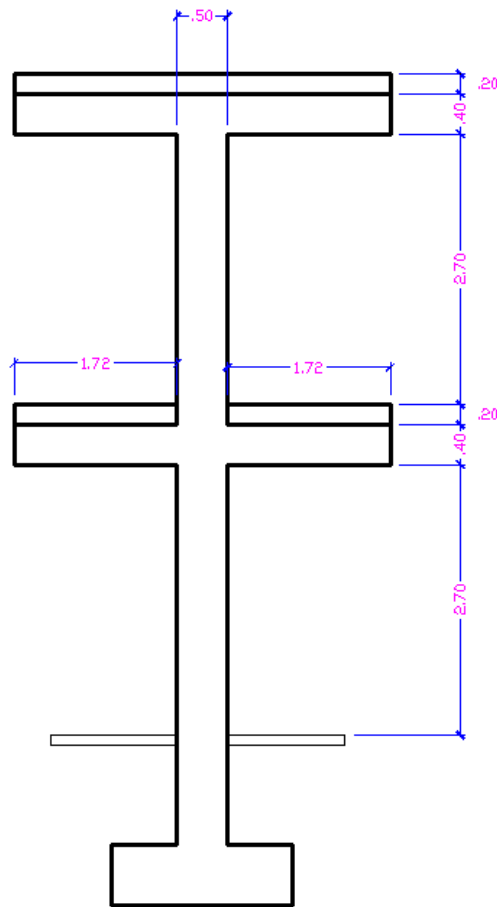
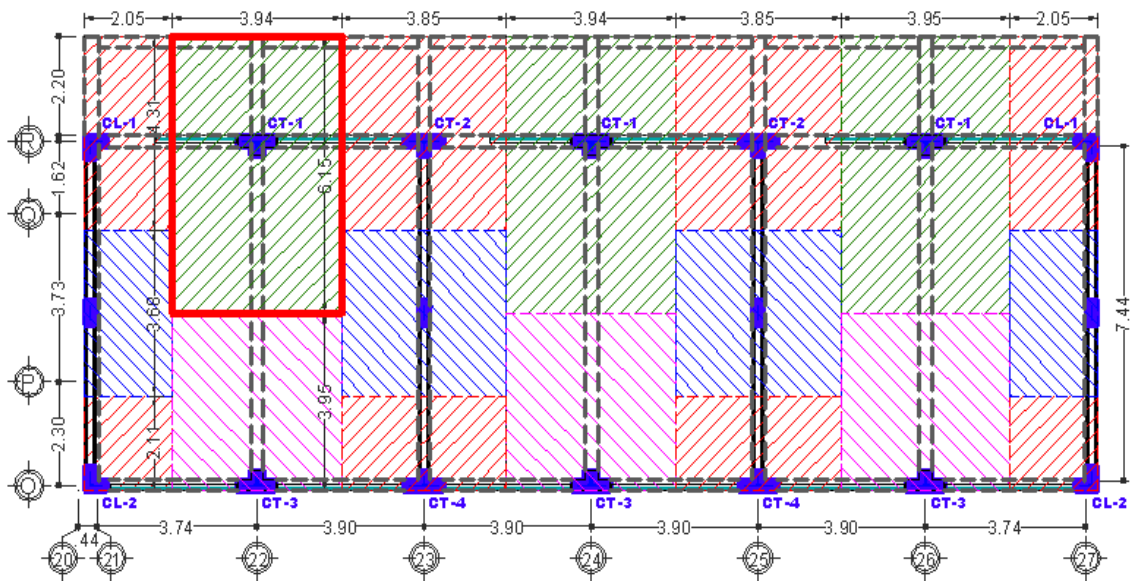


Fig. N° 2: Área tributaria para columnas



METRADO DE CARGAS

1. Cálculo de la Carga “Q”

Del pórtico de la Fig. N° 3.02

Determinación de la Carga Muerta (D)

Tomando espesor de la Losa Aligerada $h=0.20\text{mts.}$, se halla el metrado de cargas.

El peso de las losas Aligeradas Armadas en una dirección de concreto armado con vigueta de 0.10m de ancho y 0.40m entre ejes se muestran en la siguiente tabla:

ESPELOR DE LOSA ALIGERADA (M)	ESPELOR DE LOSA SUPERIOR (M)	PESO PROPIO (KG/CM2)
0.17	0.05	280
0.20	0.05	300
0.25	0.05	350
0.30	0.0	420

METRADO DE CARGAS

CARGA MUERTA (WD1)

- Área de influencia 24.26 m²
- Cargas sobre aligerado
 - Peso propio: 300.00 kg / m²
 - Tabiquería: 150.00 kg / m²
 - Piso + cielo raso: 140.00 kg / m²
 - $590.00\text{ kg / m}^2 \times 24.62\text{m}^2 = 14,313.4\text{ kg}$
- Vigas
 - VP: $6.15\text{m} \times 0.30\text{m} \times 0.60\text{m} = 1.107\text{ m}^3$
 - VS: $3.94\text{m} \times 0.25\text{m} \times 0.30\text{m} = 0.295\text{ m}^3$
 - $1.402\text{m}^3 \times 2,400\text{ kg/m}^3 = 3,364.80\text{ Kg}$
- Columna
 - C-2: $0.222\text{ m}^2 \times 2.70\text{m} = 0.599\text{ m}^3$
 - $0.599\text{ m}^3 \times 2,400\text{ kg/m}^3 = 1,438.56\text{ kg}$
 - WD₁ = 19.116.76 kg**

CARGA VIVA (WL1)

- **Aulas-Corredores**

$$WL_a = 250 \text{ kg/m}^2 \times 15.58 \text{ m}^2 = 3,895 \text{ kg}$$

$$WL_c = 400 \text{ kg/m}^2 \times 8.33 \text{ m}^2 = 3,332. \text{kg}$$

$$WL_1 = 7,227 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga ϕ de diseño

$$\phi = 1.5 D + 1.8 L$$

$$\phi_1 = 1.5 (19116.76 \text{ kg}) + 1.8 (7227 \text{ Kg}) = 41,683.74 \text{ kg}$$

$$\text{Carga total diseño } \phi = 41,683.74 \text{ kg}$$

2. Cálculo del peso de la zapata “ ϕ_z ”

Asumiendo una capacidad portante del suelo $\gamma_t = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ el caso más desfavorable; para este valor se estima el 16% de la carga ϕ calculada.

$$\Phi_z = 16\% \phi = 0.16 \times 41683.74 \text{ kg} = 6669.40 \text{ kg}$$

Luego:

La carga de la superestructura + la zapata ϕ_z que llega hasta la superficie de contacto será:

$$\Phi_t = \phi + \phi_z = 41683.74 \text{ kg} + 6669.40 \text{ kg} = 48353.14 \text{ kg}.$$

3. Cálculo del área de contacto del suelo con la zapata de cimentación.

$$\gamma_t = \frac{\phi'}{A} \rightarrow A = \frac{\phi'}{\gamma_t} = \frac{48353.14 \text{ kilos}}{1,0 \text{ kilo/cm}^2} = 48353.14 \text{ cm}^2$$

$$A = 48353.14 \text{ cm}^2 \text{ (Área de la zapata)}$$

Pero $A = a \times b$ también es el área de la zapata rectangular pero si fuera cuadrada el lado a sería igual al lado b , luego:

$$A = a \times a = a^2, \text{ entonces}$$

$$\rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{48353.14} = 219.89 \text{ cms} = 2.20 \text{ mts}$$

$$A = 2.20 \times 2.20 \text{ m}^2$$

1.2.1.3.5 La profundidad activa a investigar

Para la determinación de la profundidad a la cual se debe investigar el suelo en esta investigación se ha aplicado la ecuación de Fadum por otra parte para determinar la carga total de diseño de la zapata más cargada “ ϕ ”, se ha

considerado según los planos arquitectónicos.

Reemplazando datos en la fórmula de fadum se obtiene lo siguiente:

$$\text{solve } 0.1=4 \cdot \int_0^{\frac{2.2}{2}} \int_0^{\frac{2.2}{2}} \frac{3 \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (x^2+y^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} dx dy, z$$

$z=2.85509989\text{E-}14$ or $z=4.592231168$

Al momento de realizar el metrado de carga de la zapata más cargada se obtuvo la carga actuante de 48353.14 kg. Además la determinación de la profundidad “Z” de investigación del suelo se propuso de manera preliminar un valor de resistencia de suelo $\gamma=1.00 \text{ kg/cm}^2$, aplicando la ecuación de Fadum se determinó el valor de “Z” que sería la profundidad de investigación del suelo. Para el caso de nuestro proyecto se obtuvo un $Z = 3.9 \text{ m}$ de investigación del suelo.

1.2.1.4 EXPLORACIÓN DE CAMPO

En el diseño y la construcción. Para el estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación es de vital importancia la etapa de exploración de campo. El proceso del trabajo de campo consiste en la ejecución de los sondajes, obtención de muestras, realización de ensayos “in situ” y registro de los perfiles estratigráficos encontrados en base a la clasificación visual de las muestras. Esta etapa es considerada la más importante de un estudio de suelos, ya que los errores que ocurran pueden ser indetectables e imposibles de subsanar.

Para iniciar una exploración de campo, es importante verificar si la evaluación previa del suelo fue correcta, porque no se ser correcta el programa de investigación podría ser inadecuado y requerir modificación.

Al concluir la exploración de campo, es importante decidir el tipo de cimentación, porque condiciona la profundidad definitiva de los sondajes, el tipo de muestras, etc. Esta decisión implica la necesidad de evaluar las propiedades

mecánicas de los suelos dentro de rangos no muy amplios, en base a la clasificación visual de las muestras y ensayos “in situ”.

El dilema aparente, originado por ser la profundidad de exploración y el tipo de muestras función del tipo de cimentación que se adoptará, y a su vez el tipo de cimentación función de las propiedades mecánicas de las muestras obtenidas, se resuelve simplemente mediante una buena clasificación visual y experiencia del ingeniero a cargo.

Es importante señalar que todos los trabajos de exploración de campo deben ser referenciados topográficamente, tanto en planta como en cota, ya que en los proyectos de ingeniería se utilizan cotas para la construcción.

En el presente estudio, ésta actividad consistió en realizar el reconocimiento de toda el área de trabajo en estudio con la finalidad de definir el tipo de sondaje a realizar y dado a que el predio en el pasado fue destinado como zona agrícola de pendiente mínima, razón por la cual se optó por hacer la investigación del terreno mediante el sistema de calicatas y la excavación a mano con lampa de corte, denominada excavación a “cielo abierto”, para tomar muestras inalteradas en fondo y paredes de dichas excavaciones.

1.2.1.5 OBTENCIÓN DE MUESTRA

La toma de muestras consiste en recoger porciones o elementos representativos de un terreno, a partir de ello se realizará un reconocimiento geotécnico.

Las muestras son porciones representativas del terreno que se extraen para la realización de ensayos de laboratorio (WIKIPEDIA, 2020). Según la forma de obtención, pueden clasificarse de forma general en dos tipos:

- Alteradas: que conservan sólo algunas de las propiedades del terreno en su estado natural.
- Inalteradas: que conservan, al menos teóricamente, las mismas propiedades que tiene el terreno "in situ".

Durante la obtención de muestras en esta investigación se ha tomado las máximas precauciones con la finalidad de que representen en lo posible el material de la zona en estudio.

Las muestras obtenidas fueron de tres kilos de suelo por cada una de las calicatas, las cuales fueron llevadas al laboratorio de mecánica de suelos de la universidad para realizar los ensayos de laboratorio correspondiente.

El método empleado para la excavación y obtención de estas muestras se tuvo mucho cuidado con lo que respecta a la ubicación de calicatas y la excavación de las mismas.

La excavación de las calicatas se puede apreciar en el panel fotográfico.

1.2.2 ENSAYO DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio fueron ejecutados en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica. Estos ensayos son de mucha importancia porque nos permiten conocer las principales características del suelo en el cual se desea cimentar la edificación planteada en esta tesis.

Entre las principales propiedades que son necesarias para el diseño de la edificación son el ángulo de fricción interna, el peso específico, la cohesión y límites de consistencia.

Teniendo en cuenta las características del tipo de suelos de la zona de estudio, los ensayos que se efectuaron se ejecutaron de acuerdo a las normas y especificaciones correspondientes para cada caso requerido.

1.2.2.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Para realizar este ensayo se utiliza varios tamices con diferentes diámetros. En la parte superior, donde se encuentra el tamiz de mayor diámetro, se agrega el material original para luego proceder al proceso de vibración y movimientos rotatorios intensos. Pasados algunos minutos, se retiran los tamices y se desensamblan, se toma nota por separado de los pesos de material retenido en cada uno de los tamices.

El método más directo para separar un suelo de sus fracciones diferentes, es hacer pasar a la muestra a través de un juego de tamices, siendo el tamiz de abertura más pequeña la de 0.074 mm. de diámetro (Tamiz N° 200).

Para esta tesis se ha aplicado el análisis granulométrico mediante el proceso de tamizaje. Conocida la composición granulométrica del material suelo, ésta se representa gráficamente para determinar la “Curva Granulométrica” que representa la distribución según el tamaño de los granos en

un gráfico a escala semilogarítmica, en donde las abscisas son las aberturas o diámetros de las mallas y las ordenadas son los porcentajes del material en peso que pasan por dichas mallas, dicho ensayo y calculo fue realizado en el laboratorio de mecánica de suelo de la universidad, posteriormente los resultados fueron volcados en los formatos otorgados por el mismo laboratorio.

1.2.2.2 LÍMITES DE CONSISTENCIA

Siendo la consistencia la propiedad Índice más importante de los suelos arcillosos, y que consiste en la resistencia que ofrecen estos suelos finos a ser comprimidos en su estado natural.

Los límites se basan en el concepto de que, en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro estados de consistencia. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco, va pasando a los estados de semisólido, plástico y, finalmente, líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg (Diccionario Geotécnica, s.f.) , siendo los más importantes en el estudio de mecánica de suelos los siguientes:

- Límite líquido.

El Límite Líquido se define como el porcentaje de humedad del suelo, por debajo del cual se presenta un comportamiento plástico. Cuando los suelos alcanzan porcentajes de humedad mayores al límite líquido, su comportamiento será el de un fluido viscoso. se determina mediante Norma ASTM 4318. Se representa por WL.

- Límite plástico

El índice de plasticidad es la diferencia entre los valores de Limite Liquido y Limite Plástico. Un índice de plasticidad bajo, significa que un pequeño incremento de humedad del suelo lo transforma de semisólido a líquido, es decir resulta muy sensible a los cambios de humedad. Por el contrario, un índice de plasticidad alto, señala que para que un suelo pase del estado semisólido al líquido, se le deberá agregar gran cantidad de agua.

Se determina mediante la Norma ASTM 4318. Se representa por Wp.

- Límite de contracción

Es el contenido de humedad donde la muestra de suelo no se genera

reducción de volumen adicional, es decir no hay contracción. Es el paso del estado sólido al estado semi sólido.

Este límite es muy útil en el estudio de las arcillas cuando pierden o ganan humedad y se representa por W_c .

En resumen, los límites de Atterberg se basan en la teoría de que un suelo de grano fino, puede existir en cuatro estados de consistencia según su humedad.

En consecuencia podemos puntualizar que un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco, si a éste le añadimos un porcentaje de agua, pasa al estado semisólido, si se le sigue agregando más agua pasará a un estado plástico y si seguimos aumentando agua, llegamos al estado líquido del suelo.

1.2.2.3 ENSAYOS ESPECIALES

1.2.2.3.1 GRAVEDAD ESPECIFICA DEL SUELO

De acuerdo a la norma ASTM D854-58 para la determinación del peso específico de una muestra de suelo en el laboratorio; se tiene que determinar en primer lugar la gravedad específica de los granos del suelo tomando el valor promedio.

La gravedad específica (G_s) de cualquier suelo es definida como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C. Si se consideran sólo los granos del suelo se obtiene:

$$G_s = \frac{\gamma_{\text{material}}}{\gamma_{\text{agua } 4^{\circ}\text{C}}}$$

Para calcular la gravedad específica del conjunto del suelo considerando de sus tres fases, se utiliza cualquier relación de peso del material al peso del agua siempre que se consideren volúmenes iguales de material y de agua.

Luego:

$$G_s = \frac{W_s/V}{W_w/V}$$

Dónde:

W_s = Peso del sólido

V = Volumen

W_w = Peso del agua

Dado a que el método de trabajo del laboratorio para determinar la

gravedad específica del suelo utilizando un envase volumétrico es en realidad un método indirecto, se derivará a continuación una expresión para calcular la gravedad específica.

Sea:

W_b = Peso del frasco volumétrico vacío y seco.

$W_{b\omega}$ = Peso del frasco más agua hasta la marca del frasco volumétrico.

W_s = Peso del sólido, colocarlo en el frasco hasta la marca de su volumen y pesarlo y este valor se representa por $W_{b\omega}$.

Si el agua no fuera desplazada dentro del frasco por los sólidos del suelo se le añade W_s , entonces el peso total sería:

$$W_T = W_{b\omega} + W_s$$

Como el agua es reemplazada, es decir una cantidad igual a $W_b\omega$ no puede añadirse al envase debido a que W_s ocupa parte de su volumen, al completar el volumen del envase, el peso del agua que ha sido desplazada por las partículas de suelo y no entra ahora en la botella, será:

$$W_\omega = W_t - W_{b\omega} = W_{b\omega} + W_s - W_{b\omega}$$

De la definición de la gravedad específica G_s y si no se considera un cambio en la densidad ni en el volumen con la temperatura, la gravedad específica se podrá calcular con la siguiente fórmula:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{b\omega} + W_s - W_{b\omega}}$$

En el caso de la muestra del proyecto de tesis, en el laboratorio se obtuvo un $G_s=1.65$, luego el peso específico de la muestra de suelo será:

$$\gamma = G_s * \gamma_\omega = G_s * \frac{1.00\text{gr}}{\text{cm}^3} = \text{gr./cm}^3$$

Tal como se puede apreciar en el formato de cálculo expedido por el laboratorio de mecánica de suelos de la FIC. El peso específico de una muestra de suelos es:

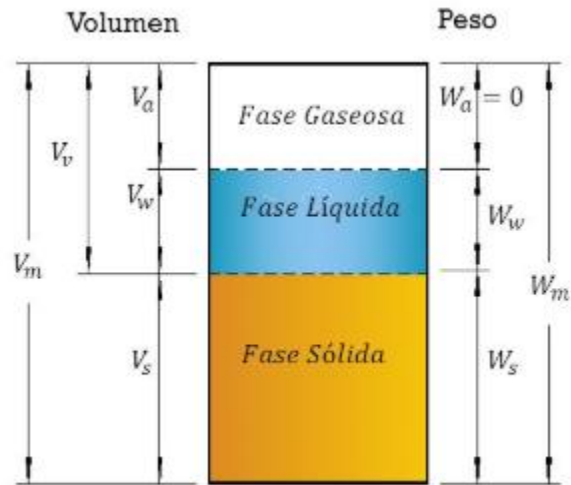
$$\gamma = 1.65 \text{ gr./cm}^3$$

1.2.2.3.2 PESO VOLUMÉTRICO DE LAS MUESTRAS DEL SUELO

También se le llama peso unitario y se define como la relación entre el

peso de la muestra total (W_m) con el volumen de dicha muestra (V_m).

Fig. N° 3: Fases del suelo



$$\gamma_t = \frac{W_m}{V_m}$$

La muestra de suelo a estudiar, puede encontrarse en los siguientes estados:

- 1) Estado parcialmente saturado o húmedo.
- 2) Estado saturado o completamente saturado y el
- 3) Estado seco

Por lo tanto; el peso unitario a estudiar puede encontrarse en el Estado húmedo, saturado y seco.

1.2.2.3.3 ANÁLISIS DE LAS MUESTRAS DE SUELO

Esta parte se refiere a las relaciones fundamentales entre sus tres fases cuando las muestras de suelo están en un estado parcialmente saturado, estado seco y en su estado totalmente saturado. Según el estado en que se encuentren en la naturaleza.

a) Parcialmente saturado

Las relaciones volumétricas y de peso del suelo parcialmente saturado. Estos suelos son aquellos en que la napa freática está muy cerca o toma una parte de ésta agua, existiendo una cierta interacción entre el esqueleto mineral del suelo con la parte del fluido intersticial, ya que una parte de los vacíos

están ocupados por agua y la otra parte por la fase gaseosa, luego esta muestra está compuesta por tres fases, siendo sus relaciones las siguientes:



Calculo de los valores que constituyen cada fase:

Hacemos que $V_s=1$; luego:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{1} \rightarrow e = V_v$$

- El cálculo del peso del sólido W_s .

El peso específico relativo del sólido es:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega} \text{ pero } \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{\frac{W_s}{V_s}}{\gamma_\omega} = \frac{W_s}{V_s \gamma_\omega}$$

Pero $V_s = 1 \therefore G_s = \frac{W_s}{\gamma_\omega} \rightarrow W_s = G_s \gamma_\omega$

- Cálculo del peso de la fase líquida W_ω

$$\omega\% = \frac{W_\omega}{W_s} \rightarrow W_\omega = \omega\% G_s \gamma_\omega$$

- 1.- Peso específico del suelo parcialmente saturado

$$\gamma_u = \gamma_t = \frac{W}{V} = \frac{0 + \omega\% G_s \gamma_s + G_s \gamma_\omega}{1 + e} = G_s \gamma_\omega \frac{(\omega\% + 1)}{1 + e}$$

Pero $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega} \gamma_s = G_s \gamma_\omega$

- Reemplazando:

$$\gamma_t = \gamma_s \frac{(1+w\%)}{1+e} \quad 4.8$$

2.- Peso específico relativo del suelo parcialmente saturado.

$$G_t = \frac{\gamma_t}{\gamma_\omega} = \frac{\frac{\gamma_s(1+\omega\%)}{1+e}}{\frac{\gamma_\omega}{1}} = \frac{\gamma_s(1+\omega\%)}{\gamma_\omega(1+e)}$$

Peso $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega}$ se reemplaza

$$G_t = G_s \frac{(1+\omega\%)}{1+e} \quad 4.9$$

3. Cálculo de la relación de vacíos del suelo parcialmente saturado.

$$G_t = \frac{\gamma_t}{\gamma_\omega} (1) G_t = G_s \frac{(1+\omega\%)}{1+e} \quad (2)$$

$$\frac{\gamma_t}{\gamma_\omega} = G_s \frac{(1+\omega\%)}{1+e}$$

$$1+e = G_s(1+\omega\%) \frac{\gamma_\omega}{\gamma_t}$$

$$e = G_s(1+\omega\%) \frac{\gamma_\omega}{\gamma_t} - 1 \quad 4.10$$

4. Grado de saturación – suelo parcialmente saturado.

$$S_\omega = \frac{V_\omega}{V_v} \quad \text{pero} \quad \gamma_\omega = \frac{W_\omega}{V_\omega} - V_\omega = \frac{W_\omega}{\gamma_\omega}$$

$$S_\omega = \frac{\frac{W_\omega}{\gamma_\omega}}{\frac{V_v}{1}} = \frac{W_\omega}{V_v \gamma_\omega} = \frac{W_\omega}{\gamma_\omega e} = \frac{\omega\% G_s \gamma_\omega}{e \gamma_\omega}$$

Del gráfico se observa que:

$$W_\omega = \omega\% G_s \gamma_\omega \text{ y } V_v = e$$

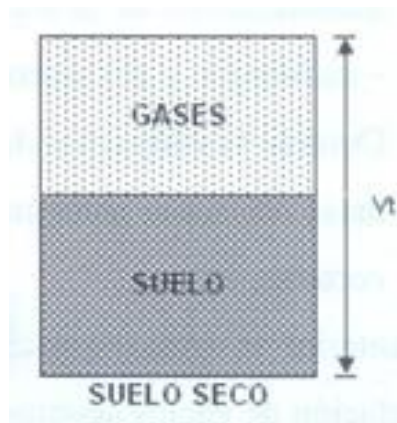
Reemplazando tenemos:

$$S_{\omega} = \frac{\omega \% G_s}{e} \quad 4.11$$

b) Suelo seco.

Relaciones volumétricas y de peso del suelo seco.

Se llama suelo seco aquellos suelos en donde no existe una interacción apreciable entre el esqueleto mineral del suelo y el fluido intersticial toda vez que en los vacíos o poros están ocupado solo por el aire o cualquier otro gas; estos pueden ser secados al aire pero aún contienen una pequeñísima cantidad de humedad de 1% a 2%, que tiene nulo efecto sobre las propiedades del suelo, en estos suelos se presentan solo dos fases.



Asumimos que $V_s=1$

$$e = \frac{V_v}{V_s = 1} = V_v$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s=1} = \gamma_s = W_s$$

Sus relaciones volumétricas y de peso serán:

1.- Peso específico γ_d

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{pero } V_s = 1 \rightarrow e = V_v$$

$$\text{El } \gamma_s = \frac{W_s}{V_s=1} \rightarrow \gamma_s = W_s$$

De la figura

$$\gamma_d = \frac{W}{V} = \frac{W_a + W_s}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \frac{0 + \gamma_s}{1 + e} = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \quad 4.12$$

2.- Peso específico relativo

$$G_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_\omega} = \frac{\frac{\gamma_s}{1 + e}}{\gamma_\omega} = \frac{\gamma_s}{(1 + e)\gamma_\omega}$$

$$G_d = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega(1 + e)} \quad 4.13$$

3.- Relación de vacíos

El peso específico relativo del suelo seco es G_d .

$$G_d = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega} \quad (a) \quad \text{por otro lado} \quad G_d = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega(1 + e)} \quad (b)$$

Igualando a = b

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_\omega} = \frac{\gamma_s}{(1 + e)\gamma_\omega} \rightarrow \gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

$$1 + e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d}$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

c) Totalmente saturado.

Relaciones volumétricas y de peso del suelo saturado.

Son aquellas suelos en que el volumen de los vacíos están totalmente llenos de agua intersticial influye sobre el comportamiento de suelo de dos maneras.

Modifica la forma de las partículas del suelo, se asocian para formar el esqueleto mineral por interacción química del agua y las sustancias minerales del suelo.

El agua influye sobre la magnitud de las fuerzas transmitida a través del esqueleto mineral por interacción física.



Calculo de los valores que las fases del suelo hacemos $V_s = 1$ luego

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad e = V_v$$

$$V = V_s + V_v = 1 + e$$

$$V = 1 + e$$

- **Calculo del peso del sólido W_w**

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega} \quad \text{pero } \gamma_s = \frac{w_s}{V_s}$$

$$G_s = \frac{\frac{w_s}{V_s}}{\gamma_\omega} = \frac{w_s}{V_s \gamma_\omega} \rightarrow w_s = G_s V_s \gamma_\omega \rightarrow \text{pero } V_s=1$$

$$w_s = G_s \gamma_\omega$$

- **Cálculo del peso del agua W_w**

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega} = 1 \quad \gamma_\omega = \frac{w_\omega}{V_\omega}$$

$$G_s = \frac{\frac{w_\omega}{V_\omega}}{\gamma_\omega} = \frac{w_\omega}{V_\omega \gamma_\omega} V_\omega = V_v = e$$

$$G_s = \frac{w_\omega}{\gamma_\omega V_\omega} \rightarrow W_\omega = G_\omega \gamma_\omega V_\omega V_\omega = V_v = e$$

$$G_\omega = 1$$

$$W_\omega = e \gamma_\omega$$

1.- Contenido de humedad $w\%$

$$\omega\% = \frac{W_\omega}{W_s} = \frac{e \gamma_\omega}{G_s \gamma_\omega} \rightarrow \omega\% = \frac{e}{G_s}$$

2.- Peso específico del suelo saturado γ_{SAT}

$$\gamma_{SAT} = \frac{W}{V} = \frac{e \gamma_\omega + G_s \gamma_\omega}{1 + e} = \gamma_\omega \frac{(e + G_s)}{1 + e}$$

$$\gamma_{SAT} = \frac{\gamma_\omega(G_s + e)}{1 + e} \quad 4.15$$

3.- Peso específico relativo del suelo

$$G_{SAT} = \frac{\gamma_{SAT}}{\gamma_\omega} = \frac{\frac{\gamma_\omega(G_s + e)}{1 + e}}{\gamma_\omega} = \frac{\gamma_\omega(G_s + e)}{\gamma_\omega(1 + e)}$$

$$G_{SAT} = \frac{G_s + e}{1 + e} \quad 4.16$$

Peso específico relativo del suelo saturado en función del contenido de humedad.

$$\omega\% = \frac{e}{G_s} \rightarrow e = \omega\% G_s$$

Reemplazando en G_{SAT} el valor de e tenemos

$$G_{SAT} = \frac{G_s + \omega\% G_s}{1 + e} = \frac{G_s(1 + \omega\%)}{1 + e}$$

$$G_{SAT} = \frac{G_s(1 + \omega\%)}{1 + e}$$

4.- Grado de saturación

$$S_\omega = \frac{V_\omega}{V_v} \times 100 \quad \text{en este caso } V_v = \gamma_\omega = e$$

$$S_\omega = \frac{e}{e} \times 100 = 1 \times 100 = 100\%$$

$$S_{\omega} = 100\% \quad 4.17$$

5.- Cálculo de la relación de vacíos

Sabemos que:

$$G_{SAT} = \frac{\gamma_{SAT}}{\gamma_{\omega}} (1) \quad G_{SAT} = \frac{G_s(1 + \omega\%)}{1 + e} \quad (2)$$

$$1=2$$

$$\frac{\gamma_{SAT}}{\gamma_{\omega}} = \frac{G_s(1 + \omega\%)}{1 + e}$$

$$1 + e = \frac{G_s(1 + \omega\%) \gamma_{\omega}}{\gamma_{SAT}}$$

$$e = \frac{G_s(1 + \omega\%) \gamma_{\omega}}{\gamma_{SAT}} - 1 \quad 4.18$$

Método para determinar el peso unitario suelto en el laboratorio.

Para el cálculo del peso unitario de las muestras alteradas, se aplicó el método del promedio ponderado, que consiste en pesar 3 veces la muestra de suelo en un recipiente de peso y volumen conocido. A continuación se hace un análisis analítico para determinar una expresión matemática o fórmula que nos permita calcular en forma directa el peso unitario suelto de una muestra de suelo.

En el laboratorio se tiene los tres frascos de volumen conocido “V” que son a, b y c como se muestra en la figura N° 4.05.

En donde:

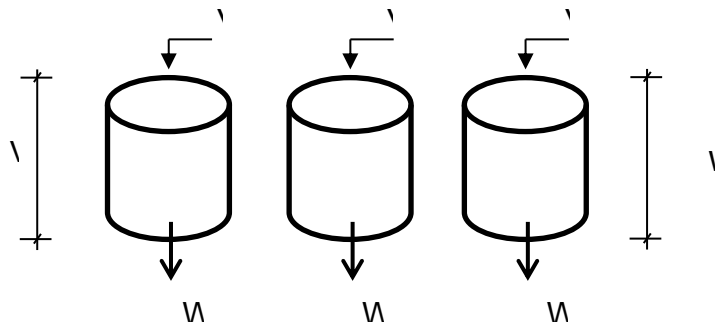
W1, W2 y W3 = peso de la muestra de saldo + el frasco

V = Volumen del frasco

γ1, γ2 y γ3 = Pesos unitarios parciales

γp = Peso unitario promedio

Wa, Wb, Wc = pesos de los frascos vacíos



Si:

$$W_a + W = W_1$$

$$W_b + W = W_2$$

$$\underline{W_c + W = W_3}$$

$$W_a + W_b + W_c + 3W = W_1 + W_2 + W_3$$

$$W_a + W_b + W_c = W_1 + W_2 + W_3 - 3W \quad \text{(a)}$$

Pero:

$$\gamma_1 = \frac{W_a}{v}$$

$$\gamma_2 = \frac{W_b}{v}$$

$$\gamma_3 = \frac{W_c}{v}$$

$$\gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 = \frac{W_a + W_b + W_c}{v} \quad \text{(b)}$$

Reemplazando a en b tenemos:

$$\gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 = \frac{W_1 + W_2 + W_3 - 3W}{v}$$

Sacando promedio:

$$\frac{\gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3}{3} = \frac{w_1 + w_2 + w_3 - 3w}{3}$$

Donde:
$$\gamma_p = \frac{\frac{1}{3}(w_1 + w_2 + w_3) - w}{v}$$

Luego:
$$\gamma_p = \frac{\frac{1}{3}(\sum_1^3 w_{ij}) - w}{v}$$

4.20

Siendo $i=1, 2, 3$.

NOTA: Con esta fórmula en el laboratorio se puede determinar el peso unitario de cualquier muestra de suelo suelto.

1.2.2.4 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Según Tenesaca & Caiza (2019) consiste en inducir una falla en una muestra de suelo, a través de la imposición de dos esfuerzos: el primero un esfuerzo normal, que se da mediante la aplicación de un carga vertical y que esta direccionado a inducir las condiciones de presión a las que está sometida dicha muestra en su entorno natural y un esfuerzo cortante que se da a través de la aplicación de una carga horizontal y cuyos valores obtenidos a través del ensayo permiten obtener un plano de ejes coordenados y a través del cual se determinan los valores de cohesión y ángulo de fricción.

Con el tiempo han perdido aplicabilidad y han sido sustituidas en muchos casos por el ensayo de compresión triaxial, pero se debe decir que, por cuestiones de simplicidad, tiempos, economía, facilidad en la interpretación y últimamente con la mejoría al implementar las cajas cuadradas, el ensayo se ha mantenido vigente y al parecer continuará siendo así.

La literatura expone que cuando el ensayo es efectuado en materiales no cohesivos, el valor de cohesión arrojado debería ser cero, pero que por la inexactitud del ensayo y efectos como la tensión superficial de los materiales húmedos no cohesivos, se pueden presentar valores de cohesión. En tales casos y apelando a la experiencia de ingeniero encargado y su criterio se debe decidir si dicho valor se desprecia o se conserva.

Los ensayos que se pueden efectuar son los siguientes:

Corte directo no consolidado – no drenado (UU): es considerado un ensayo rápido, en el cual los esfuerzos cortantes se empiezan a aplicar antes de la etapa de consolidación bajo la carga normal. Cuando el suelo es cohesivo y está saturado, se desarrollará un exceso en la presión de poros.

Corte directo consolidado – no drenado (CU): este ensayo permite que la etapa de consolidación se presente antes de someter la muestra a esfuerzos cortantes, siendo así, en el momento de aplicar las cargas horizontales la presión de poros en cero, pero dicha presión horizontal es rápida y esto hace que durante el ensayo no se disipe la presión de poros.

Corte directo consolidado – drenado (CD): se considera como el ensayo más lento. Se efectúa de igual manera que en el ensayo CU pero aplicando el esfuerzo cortante, este se aplica de la manera más lenta posible, permitiendo así el drenaje de la muestra en todo momento y la disipación de las presiones de poros.

Dependiendo de la variedad de suelos que se ensaye, se encontrará variabilidad en los resultados de estos tres métodos de ensayo. Para suelos cohesivos el método de ensayo determinará los resultados y habrá diferencias entre los mismos, por otra parte, para suelos no cohesivos el resultado no presentará variabilidad significativa, bien sea que estos estén o no saturados.

Determinación del ángulo de fricción interna ϕ del suelo.

Estos valores también se obtuvieron de las muestras obtenidas de la calicata C-3, cuyo valor del ángulo de fricción interna ϕ de la muestra (E-2) es de $\phi = 30.1^\circ$.

Como se puede apreciar en los formatos de ensayo de corte directo emitidos por el laboratorio de mecánica de suelos FIC-UNICA los mismos que se adjuntan al final del capítulo.

1.2.3 ENSAYOS DE CAMPO Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Los ensayos “in situ”, permiten determinar las características geotécnicas del terreno de una manera inmediata; por ello tienen una ventaja clara sobre la determinación de sus propiedades con respecto a los ensayos en el laboratorio. El terreno es analizado en primer lugar sin extraer muestra que sufren alteraciones. También pueden ocurrir situaciones particulares en las que los ensayos de campo se han realizado en condiciones muy lejanas de aquellas de interés que las que se pueden simular en laboratorio o casos en que interesa modificar en el laboratorio el contenido de humedad de la muestra a ensayar.

Por lo que se recomienda, siempre que sea aplicable, determinar el mayor número de parámetros geotécnicos mediante ensayos “in situ”, especialmente los relativos a la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad. Los ensayos de laboratorio permitirán luego ampliar esas características a rangos de presiones y ambientes diferentes a los de los ensayos “in situ” y que pudieran ser

de interés dentro de los objetivos del estudio. Para este estudio es importante hacer el ensayo de densidad de campo por el método del cono de arena con la finalidad de determinar la densidad relativa de las muestras de suelos encontrados.

1.2.3.1 ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO

Este ensayo de campo tiene por objetivo determinar la densidad natural del suelo “in situ” en estudio para lo cual se puede emplear dos métodos que son:

- 1) Aparato del cono de arena
- 2) Aparato de densidad con balón

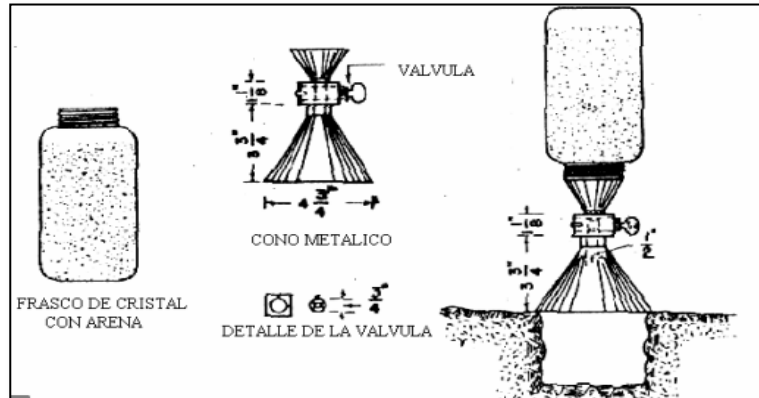
Para este trabajo de tesis se aplicará el método del aparato del cono de arena, debido a que por el momento es el único equipo que brinda el laboratorio de mecánica de suelos de la FIC – UNICA para este ensayo.

Antes de iniciar el ensayo, se debe calcular el equipo de densidad de campo, para de esta manera obtener el peso volumétrico y el peso de la arena calibrada que queda en el cono después de ejecutar el ensayo; datos que nos sirven en la determinación de la Densidad de Campo. Seguidamente se nivela el suelo en el campo y se retira el material suelto. A continuación se coloca la placa y se comienza a hacer una perforación, teniendo como guía el agujero interior de la placa, a una profundidad de 10 a 12 cm.

Todo el material que se saque del agujero se coloca en una bolsa plástica y se pesa. Para determinar el volumen del agujero, utilizamos el equipo de densidad de campo de la siguiente forma: Se determina el peso inicial del frasco con la arena calibrada. Luego se invierte y se coloca sobre la placa, la cual está colocada en la parte superior del agujero; se abre la llave del cono, permitiendo el paso de la arena. □ Cuando el agujero y el cono están llenos de arena, se cierra la llave y se procede a determinar el peso final del frasco y la arena contenida en él. Por la diferencia de los pesos del frasco más la arena inicial y del frasco más la arena final, obtenemos el peso de la arena contenida en el agujero y el cono. A este valor le restamos el peso de la arena que cabe en el cono, obteniendo de esta forma el peso de la arena contenida en el agujero. El peso de la arena dividida por su densidad, obtenida en el laboratorio mediante la calibración, nos da el volumen del agujero luego colocar el cono con el balón lleno de arena calibrada que permite hallar la densidad húmeda de la muestra de suelo mediante la relación.

$$\gamma_u = \frac{\text{Peso del suelo humedo}}{\text{Volumen del hueco}}$$

Fig. N° 4: Ensayo de densidad de campo



Si se determina el contenido de humedad “ ω ” del material excavado en el laboratorio; el peso unitario seco del suelo natural será:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_u}{1 + \frac{\omega\%}{100}}$$

Dónde:

γ_d = Densidad seca

γ_u = densidad humeda

$\omega\%$ = Contenido de humedad en porcentaje

Para calibrar la arena a esta se la hace pasar por la malla N°20 y es retenida en el tamiz N°30, pudiendo ser también aquellas arena que pase el tamiz N°30 y se retenga en el tamiz N°40, lo que se desea es tener una arena uniforme es decir de un sólo tamaño para evitar problemas de segregación que nos conduzca a posibles errores.

El volumen del hueco se puede determinar mediante la siguiente relación:

$$V_{\text{hueco}} = \frac{\text{Peso del material utilizado para llenar el hueco}}{\text{Peso unitario del material (arena calibrada)}}$$

Lo que quiere decir que antes de salir al campo con el equipo de cono de arena

se debe determinar en el laboratorio el peso unitario de la arena.

Como se puede apreciar en los formatos de densidad de campo emitidos por el laboratorio de mecánica de suelos FIC-UNICA la densidad seca es 1.65 gr/cm³.

1.2.3.1.1 DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD SECA

La densidad de campo tiene por objeto determinar la densidad seca del suelo en el terreno para lo cual es indispensable determinar in situ el valor de la densidad húmeda natural del suelo. Para este propósito se ha empleado el método del cono de arena dado a que es el que existe en el laboratorio de mecánica de suelos de la FIC-UNICA.

CÁLCULOS

- Volumen de excavación:

$$V_e = \frac{M_o - M_1 - C_c}{\rho}$$

Donde:

Ve: Volumen de la excavación

- Mo: Peso inicial de aparato cono y arena lleno
- M1: Peso de aparato cono y arena después de dejar fluir hasta parar
- Cc: Constante del cono
- P: Densidad de la arena

Contenido de humedad del suelo:

$$W(\%) = \frac{W_h - W_s}{W_s - W_r} * 100$$

Donde:

- W(%): Porcentaje de humedad del suelo
- Wh: Peso húmedo de la muestra para humedad + recipiente
- Ws: Peso seco de muestra para humedad + recipiente
- Wr: Peso del recipiente

Masa Seca del Suelo:

$$W_{seco} = \frac{Wh}{1 + w}$$

Donde:

- W_{seco} : peso seco del suelo de excavación
- Wh : peso húmedo del suelo de excavación
- w : Contenido de humedad

Densidad Seca In-Situ:

$$\rho = \frac{W_{seco}}{V_e}$$

Donde:

- ρ : Densidad seca in-situ
- W_{seco} : Peso seco del suelo de excavación
- V_e : Volumen de la excavación

Porcentaje de Compactación:

$$\% C = \frac{\rho}{\rho_{max}} * 100$$

Donde:

- $\%C$: Porcentaje de compactación
- ρ : Densidad Seca in-situ
- ρ_{max} : Densidad Seca máxima en laboratorio

En los formatos de densidad de campo entregados por el Laboratorio De Mecánica De Suelos FIC-UNICA la densidad seca es 1.54 gr/cm³. Este ensayo se encuentra adjuntado posteriormente.

1.2.3.2 ENSAYO DE COMPACTACION (PROCTOR MODIFICADO)

El proceso artificial a través del cual las partículas de un suelo son obligadas a estar más cerca y por ende más en contacto unas de otras, produciendo una reducción en su relación de vacíos se le ha dado el nombre de compactación. El proceso de compactación en los suelos produce un mejoramiento considerable en sus propiedades ingenieriles, en el aumento de su resistencia al corte, la disminución en su deformabilidad, un aumento en su peso específico seco y

mejoramiento de su condición de permeabilidad. Es importante aclarar que los métodos utilizados para la compactación varían dependiendo las características de los suelos a compactar, habiendo entonces gran variedad de equipos disponibles en la industria para tal fin.

El procedimiento de laboratorio que se expone en el presente capítulo es aplicable a suelos cuya granulometría presenta un 30 % o menos retenido en el tamiz de $\frac{3}{4}$ " o 19,05 mm. El ensayo busca obtener mediante el análisis de una curva denominada curva de compactación, la relación que existe entre la humedad del suelo y el peso unitario seco del mismo, a partir de una serie de ensayos repetitivos que se realizan en un molde de 4 o 6 " de diámetro. Una vez es analizada la gráfica se puede determinar el peso unitario máximo al que se puede llevar el suelo por métodos de compactación, con el porcentaje de humedad al que se logra tal condición. Dichos parámetros se convierten en condicionantes en las obras a los cuales se deben manejar los suelos trabajados y que una vez conseguidos dichos valores de peso unitario se emitirá la aprobación de las obras que se estén realizando.

Fig. Nº 5: *Instrumentos a usar en el ensayo proctor*



El método que se en el presente capítulo presenta es utilizado en obras de rellenos, terraplenes, rellenos de fundación y capas de bases en estructuras de pavimento, donde a partir de procesos de compactación se busca obtener la optimización de comportamiento ingenieril del suelo. Para los suelos que presentan en su granulometría más del 30 % de partículas mayores a $\frac{3}{4}$ " existen otras metodologías aplicar, así como para los suelos donde se pueden presentar fenómenos de degradación durante el proceso.

1.2.3.2.1 Determinación de la densidad seca máxima

1° Pasar el suelo por el tamiz $\frac{3}{4}$ ", para obtener las muestras (usualmente unas 4 muestras de aproximadamente 6 a 8 Kg para así obtener unos 4 puntos para la curva.)

2° Se pesa el molde (limpiado previamente).

3° El molde se lo coloca en su base, en la cual previamente se coloca un papel para así evitar que la muestra se adhiera a la base y de ese modo facilitar el desarrollo del ensayo; y a su vez se coloca la extensión del molde (collarín) y ambos se aseguran con los tornillos de tal manera que queden fijos.

4° Se coloca una de las muestras en una bandeja metálica, a la cual se la añade un cierto porcentaje de agua (el cual va variar de muestra en muestra generalmente en 2% más); y luego se procede a mezclar con ayuda de un badilejo, de tal manera que se tenga una mezcla homogeneizada, para después dividirla en 5 porciones iguales.

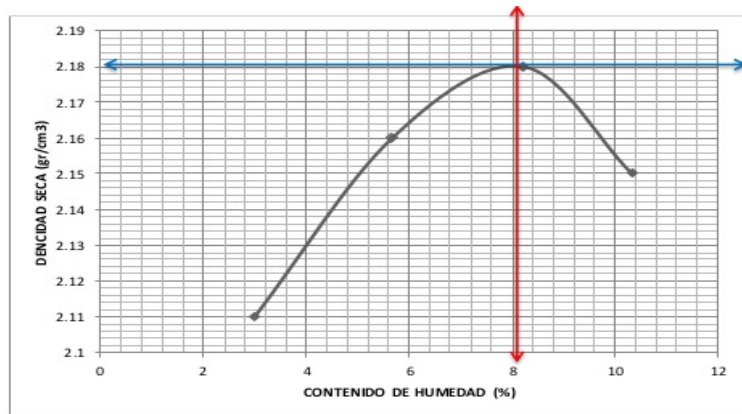
5° Se distribuye uniformemente de una por una las 5 porciones de la muestra dentro del molde (previamente ya armado), y a cada capa o porción de muestra se le aplica el proceso de compactación con ayuda del martillo (56 golpes por capa).

6° Una vez acabada la compactación, se procede a retirar el collarín y se enrasa cuidadosamente el suelo compactado del molde, rellenando cualquier concavidad formada eventualmente con suelo que pase por la malla N° 4.

7° Con ayuda de una brocha se limpia el molde de posible suelo suelto que se pudiese adherir en el exterior, para después pesar el molde con la muestra compactada.

8° Se extrae una fracción de muestra del suelo compactado y se lo coloca en un recipiente para luego pesarlo, secarlo y volverlo a pesar para de ese modo determinar su contenido de humedad

Fig. N° 6: Grafica obtenida del ensayo proctor



DENSIDAD MÁXIMA (grs/ cm³)= 2.181 ↔
ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)= 8.15 ↔

Como se puede apreciar en los formatos de ensayo de compactación (PROCTOR MODIFICADO), emitidos por el laboratorio de mecánica de suelos FIC-UNICA la densidad seca máxima es: $\gamma_{(d \max)}=1.73 \text{ gr/cm}^3$

1.2.3.3 ENSAYO DE DENSIDAD MINIMA DE MATERIAL PROPIO (SUELO NATURAL).

La densidad está representada como la relación entre el peso de una muestra de suelo entre el volumen que éste ocupa, este ensayo tiene por finalidad determinar la densidad seca mínima de los suelos no cohesivos, no cementados de tamaño máxima nominal hasta 80 mm, que contengan hasta un 12% en masa de partículas menores que 0.08mm y un IP igual o menor que 5.

1.2.3.3.1 Determinación de la densidad seca mínima

- Se calcula el volumen del recipiente a usar
- Se pesa el molde a utilizar.
- Se selecciona una muestra representativa, para ello se cuartea la muestra para obtener la muestra más representativa posible.
- Luego lentamente se vierte el material a una altura cercana a él hasta llenarlo completamente.
- Se nivela lentamente con una regla, hasta llegar al borde del

superior del molde.

- Después se pesa el molde con la muestra en el interior.
- Este procedimiento se realiza tres veces para poder obtener el promedio de la densidad del suelo.

En los formatos de ensayo de densidad mínima emitidos por el laboratorio de mecánica de suelos FIC-UNICA la densidad seca mínima es: $\gamma_{(d \text{ min})} = 1.60 \text{ gr/cm}^3$

Los mismos que se adjuntan al final del capítulo.

1.2.3.4 DENSIDAD RELATIVA

Es una propiedad índice de los suelos y se emplea normalmente en gravas y arenas, en otras palabras, en suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores a la Malla # 200.

La densidad relativa es una forma de indicar el grado de compactación de un suelo y se puede utilizar tanto para suelos granulares naturales como para rellenos compactados de estos suelos. Para estos últimos se especifican las densidades de los rellenos a las que ellos deben ser compactados en términos de densidad relativa.

El uso de la densidad relativa en geotecnia es esencial debido a la relación directa que tiene con otros parámetros de los suelos de importancia en la ingeniería, tales como el ángulo de roce interno, la resistencia a la penetración (N de golpes de cuchara normal), etc. Por otra parte, muchas fórmulas que permiten estimar los asentamientos posibles de estructuras fundadas sobre suelos granulares, están basadas en la densidad relativa.

Conceptualmente, la densidad relativa indica el estado de compactación de cualquier tipo de suelo. Sin embargo, y de acuerdo a cómo se determina el valor de la densidad relativa, surgen dificultades para suelos granulares con bolones. Para los suelos finos, la densidad relativa no tiene interés ya que los procedimientos de vibración utilizados para obtener la densidad máxima – referente de la densidad relativa – no son efectivos en estos suelos, para los cuales el ensayo de compactación será el utilizado en la especificación de los rellenos.

1.2.3.4.1 La densidad relativa en función del peso unitario seco.

Debido a que en terreno lo que se determina directamente es la densidad seca, γ_d esta fórmula conviene expresarla en función de densidades secas:

Recordar que a γ_d max corresponde e_{min} y que a γ_d min corresponde e_{max} .

La densidad relativa se determina por la formula.

$$D_r = \left(\frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d}\right) \times \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}}\right) \times 100$$

Dónde:

$\gamma_{d \max}$ =Peso específico seco del suelo en la condición más compacto. (Es una relación de vacíos de e_{min})

$\gamma_{d \min}$ =Peso específico seco del suelo en la condición más suelto. (Es una relación de vacíos de e_{max} .)

γ_d =Peso específico seco del suelo In Situ. (Es una relación de vacíos de e)

1.2.3.4.2 Cálculo de la densidad relativa en función del peso unitario seco.

$$D_r = \left(\frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d}\right) \times \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}}\right) \times 100$$

Teniendo los valores siguientes:

$$\gamma_{d \max} = 1.73 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma_{d \min} = 1.61 \text{ gr/cm}^3$$

RESULTADOS DE LABORATORIO

$$\gamma_d = 1.65 \text{ gr/cm}^3$$

Luego aplicando estos valores en la fórmula tenemos:

$$D_r = \frac{1.73}{1.65} \times \frac{1.65 - 1.61}{1.73 - 1.61} \times 100$$

$$D_r = 40.33\%$$

$$D_r = 40.33\% \quad \rightarrow \quad 35\% < DR < 65\%$$

Por lo tanto, para el cálculo de la capacidad portante del suelo de deben aplicar las fórmulas por falla Local.

1.2.4 CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS

Los sistemas de clasificación de suelos dividen los mismos en grupos y subgrupos con base en propiedades ingenieriles comunes como la distribución granulométrica, límite líquido y el límite plástico. Los dos sistemas de clasificación principales de uso actual son:

- El Sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- El Sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System).

Como nota podemos decir que la clasificación AASHTO se emplea principalmente en la clasificación de las capas de pavimento de una carretera. No se utiliza en la construcción de cimentaciones.

En la ingeniería de cimentaciones, el sistema para la categorización de suelos es el sistema unificado de clasificación de suelos (El SUCS).

1.2.4.1 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS DE LA ZONA EN ESTUDIO

Los perfiles estratigráficos, son los tipos de estratos de suelos que se encuentran durante la excavación de la calicata, que fue mediante pozos a tajo abierto en donde se especifica el número de calicatas, el tipo de muestra la profundidad de la excavación, el espesor de los estratos encontrados, los símbolos de la clasificación de cada estrato y una descripción detallada del material existente además de la altura del nivel freático, si es que existiera.

Para esta tesis se realizó la excavación de tres calicatas de los cuales se encuentra suelos predominantemente compuestos de arena limosa y arena mal graduada. Todas las calicatas tuvieron una profundidad de 3.90 m, y no se encontró la presencia del nivel freático.

Se adjuntan los ensayos y clasificación de suelos correspondientes.

1.2.4.2 IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS EXISTENTES

De las nueve muestras obtenidas de toda la zona en estudio a una profundidad de investigación de 3.90mts, las mismas que fueron llevadas al laboratorio de mecánica de suelos de la FIC-UNICA para los ensayos correspondientes necesarios en la presente investigación de los ensayos granulométricos de todas las muestras se pudo observar los tipos de suelos existentes según los formatos obtenidos en el laboratorio y que no se encontró el nivel freático. Los tipos de suelo son los siguientes:

Tabla N° 1: Identificación de suelos

Calicata N°	Muestra	Espesor del Estrato	Tipo-Suelo
C-1	E-1	0.00 - 1.10 m	SP
	E-2	1.10 – 2.80 m	SP - SM
	E-3	2.80 – 3.90 m	SP - SM
C-2	E-1	0.00 - 1.20 m	S - ML
	E-2	1.20 – 2.80 m	SP
	E-3	2.80 – 3.90 m	SP - SM
C-3	E-1	0.00 - 1.00 m	SP - SM
	E-2	1.00 – 2.80 m	S – ML
	E-3	2.80 – 3.90 m	S - CL

1.2.4.3 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Según Matos & Blanco (2014) este sistema fue propuesto por Arturo Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en el año 1942. Esta clasificación divide los suelos en: Suelos de grano grueso, grano fino y orgánicos.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales en ingles de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turbas), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos está reglamentado por la Norma ASTM D421.

Suelos gruesos: se dividen en gravas y arena, y se separan con el tamiz No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo de grava si más del 50% retiene el tamiz No. 4 y pertenecerá al grupo arena en caso contrario.

Suelos finos: los suelos finos se dividen en grupos: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C) y limos y arcillas orgánicas (O). Cada uno de estos suelos se subdivide a su vez según su límite líquido, en dos grupos cuya frontera es $Ll = 50\%$. Si el límite líquido del suelo es menor de 50 se añade al símbolo general la letra L (low compresibility). Si es mayor de 50 se añade la letra H (high compresibility). Obteniéndose de este modo los siguientes tipos de suelos:

ML: Limos Inorgánicos de baja compresibilidad.

OL: Limos y arcillas orgánicas.

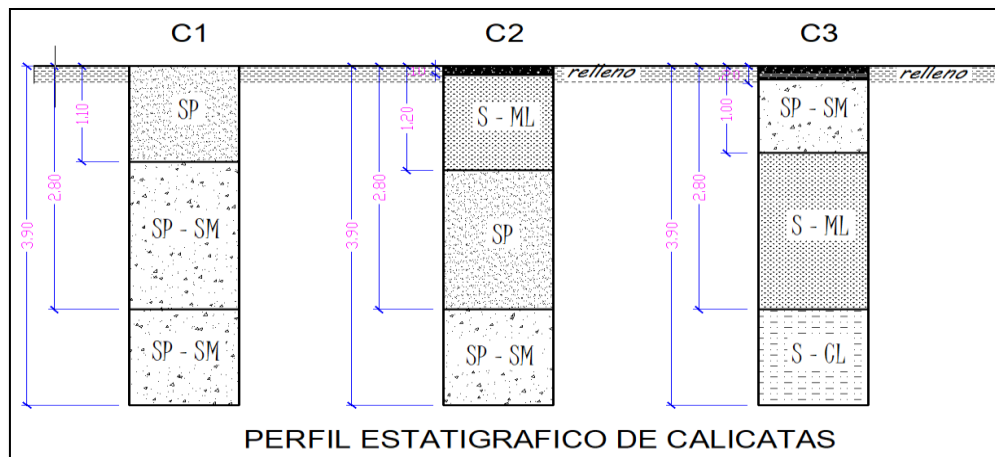
CL: Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad.

CH. Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad.

MH: Limos inorgánicos de alta compresibilidad.

OH: arcillas y limos orgánicas de alta compresibilidad.

Fig. N° 7: Clasificación de suelos para las tres calicatas realizadas



1.2.5 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN ESTUDIO

1.2.5.1 OBJETIVOS

El objetivo es desarrollar las formulas de la teoría de suelos entre ellas la del Dr. Karl Terzaghi, para obtener la capacidad portante del suelo en estudio y así obtener criterios de cálculo a la hora de diseñar la cimentación de la Institución Educativa San Idelfonso N° 22505, Distrito de la Tinguña, Ica.

1.2.5.2 GENERALIDADES

Una vez terminado todos los ensayos necesarios tales como los ensayos de laboratorio y de campo, procedemos a determinar la capacidad admisible del suelo con fines de cimentación. Entre las propiedades más relevantes para el cálculo de la capacidad admisible del suelo tenemos:

Cohesión $C=0.18$

Ángulo de fricción interna $\phi=30.1^\circ$

Estos datos son muy importantes para el cálculo de la resistencia admisible del suelo.

Además se debe tener en cuenta el uso de los coeficientes de factor de seguridad; el uso de éstos factores de seguridad está en base a la experiencia del profesional especializado, pero se ha considerado en el presente estudio un factor de seguridad $F_s=3.00$ que es el recomendado por Karl Terzaghi debido a que considero que en forma general el suelo es medianamente denso.

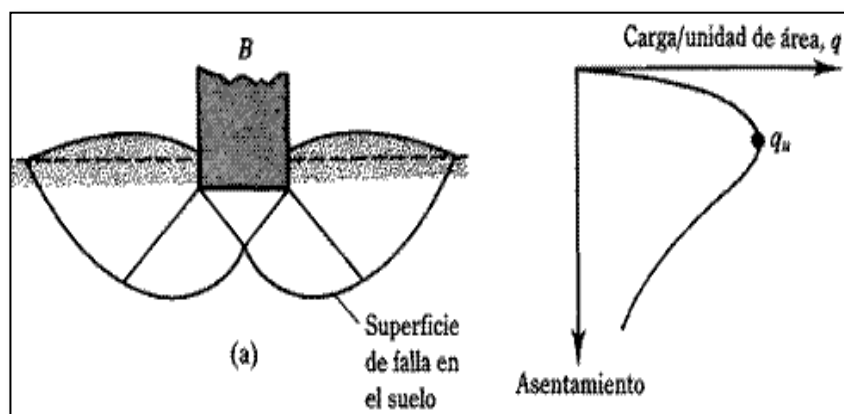
1.2.5.3 TIPOS DE FALLA

Se han clasificado tres tipos de falla de los suelos, los cuales se mencionan a continuación:

1.2.5.3.1 FALLA POR CORTANTE GENERAL

Es súbita y catastrófica, es característico de las arenas compactas. En cierto punto cuando la carga por área unitaria es igual a la carga última del suelo, ocurrirá un defecto repentino en el suelo que soporta la base y la superficie de falla del suelo se extenderá hasta la superficie del terreno.

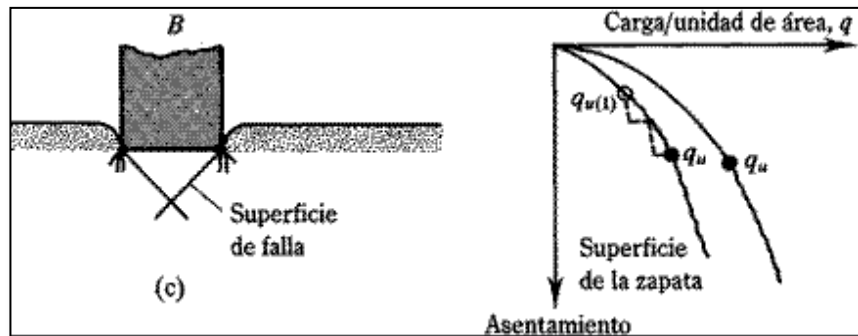
Fig. N° 8: Falla por corte general



1.2.5.3.2 FALLA POR PUNZONAMIENTO.

Se produce por el desplazamiento vertical de la cimentación, por medio de la compresión del suelo bajo ella. La rotura del suelo se genera por cortante cerca de de la cimentación. El área del suelo alrededor del cimiento casi no se altera, por lo cual, no se observan movimientos anteriores a la rotura. Este tipo de falla se produce en suelos muy sueltos.

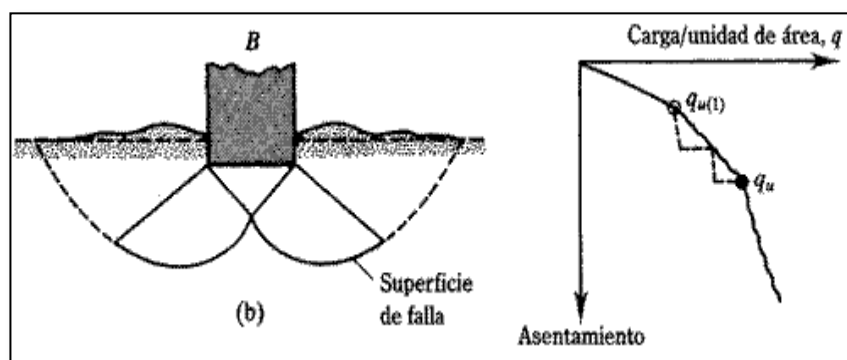
Fig. N° 9: Falla por punzonamiento



1.2.5.3.3 FALLA POR CORTANTE LOCAL

Es un caso intermedio entre falla por cortante general y falla por punzonamiento. Se genera hinchamiento y asentamiento del suelo. Se forma una cuña abajo de la cimentación como en el primer tipo de falla, pero las superficies de la falla no son completas.

Fig. N° 10: Falla por cortante local

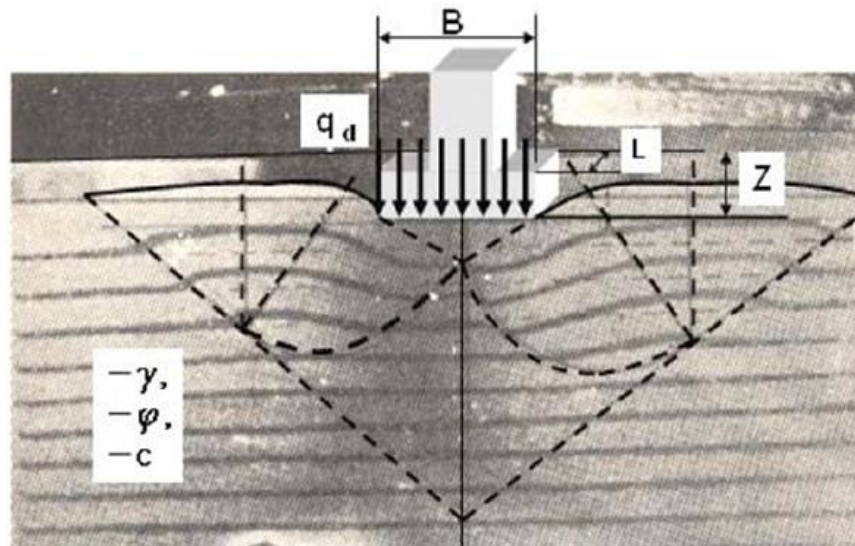


1.2.5.4 CAPACIDAD DE CARGA LIMITE (qd)

Es una característica de cada sistema de suelo y no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma

tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión, puede ser determinado utilizándose una teoría en la cual se postula un mecanismo de falla y se determina la tensión (q_u) en términos de la resistencia al corte del suelo movilizada en la falla y de la geometría del problema. El problema consiste en encontrar el esfuerzo (q_d) que produce la falla del suelo.

Fig. N° 11: Capacidad de carga



Se conocen los siguientes datos:

- $Z = D_f =$ Profundidad de desplante (m).
- $B =$ Ancho de la cimentación (m).
- $L =$ Longitud de la cimentación (m).
- $\Gamma =$ Peso volumétrico del suelo (kg/m^3).
- $C =$ Cohesión del suelo (del ensayo de corte, kg/cm^2)
- $\Phi =$ Angulo de fricción interna (Del ensayo de corte)

La solución. - No es única. Varios investigadores han presentado soluciones, pero nosotros resolveremos por TERZAGHI:

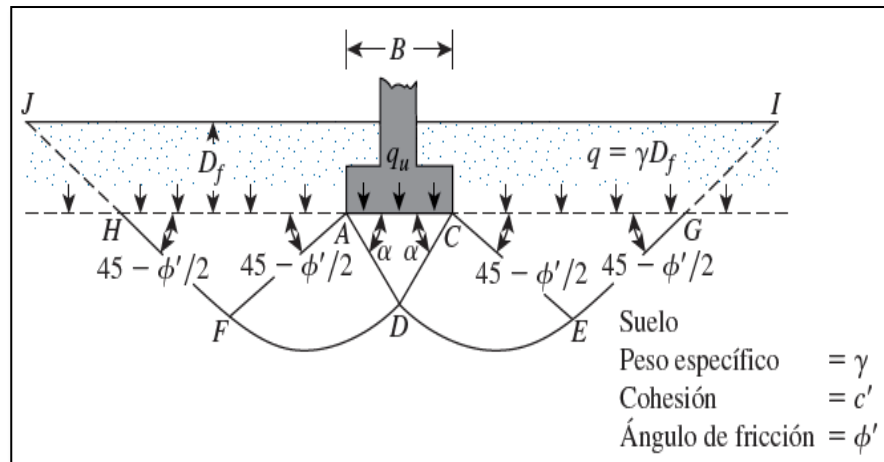
1.2.5.5 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Terzaghi fue el primero en exponer una teoría completa para evaluar la función de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o corrida la superficie de falla en el suelo ante una carga última se puede suponer que falla por corte general del suelo. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que reemplaza a una sobre carga equivalente al peso específico del suelo

multiplicado por la profundidad de desplante a la que se encuentra la cimentación.

La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes.

Fig. N° 12: Zona de falla bajo cimentación



- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- Las zonas de radiales de corte ADF y CDE son las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
- Dos zonas pasivas de Rankine FH y CEG.

Los triángulos CAD y ACD se suponen iguales al Angulo de fricción del suelo. Se puede observar que con el reemplazo del suelo, arriba de la cimentación por una sobrecarga equivalente a (q), se ignoró la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla GI y HJ.

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga en la forma:

$$q_d = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

q_d =Capacidad de carga neta.

C=cohesión.

γ =peso específico del suelo.

D_f = Profundidad de desplante ó cota de cimentación.

B=Ancho de la zapata.

N_c =Factor de carga por cohesión.

N_q =Factor de carga por sobre carga.

N_γ =Factor de carga por peso específico.

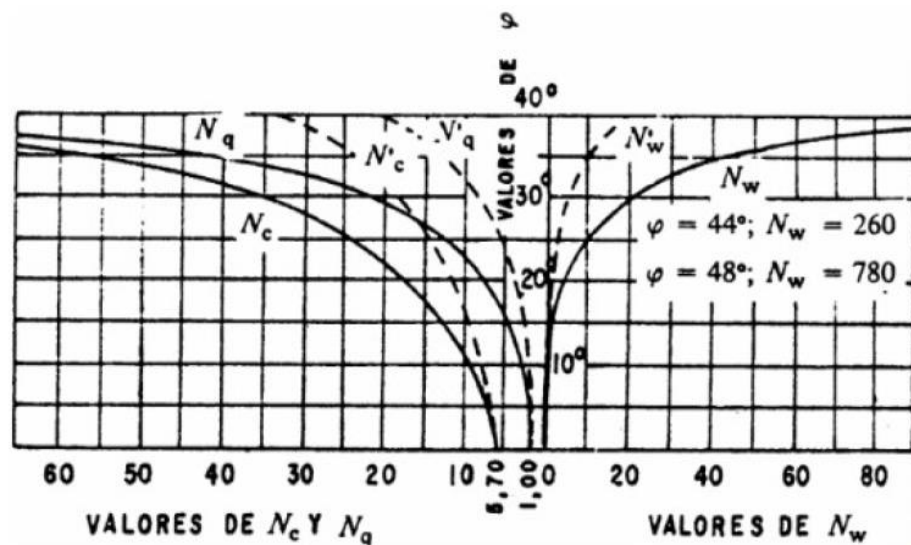
Los factores de carga N_c , N_q y N_γ dependen sólo del ángulo de fricción interna ϕ cuyos valores se determinan mediante las siguientes ecuaciones.

$$N_c = \cot\phi \left[e^{\pi \tan\phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right]$$

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\phi$$

Los valores de N_c , N_q y N_γ se han graficado en función al ángulo de fricción interna del suelo.



Para estimar la capacidad de carga de última de cimentaciones cuadradas y circulares se pueden modificar respectivamente a:

$$q_d = 13 * CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$q_d = 13 * CN_c + \gamma D_f N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$$

Para cimentaciones que representan el modo de falla por corte local, terzaghi sugirió modificar las ecuaciones de capacidad de carga por falla general respectivamente para cada tipo de cimentación (cimiento corrido, zapata cuadrada y zapata circular).

$$q_d = 2/3 * CN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

$$q_d = 1.3 * (C * 2/3) N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$q_d = 1.3 * (C * 2/3) N_c + \gamma D_f N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma.$$

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ se pueden calcular utilizando las ecuaciones de los factores de capacidad de carga reemplazando a Φ por $\Phi' =$

$$\arctan(2/3 * \tan(\Phi)).$$

1.2.5.6 PRESION ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO

En el caso de cimentaciones superficiales, al mismo tiempo aquellas que se asientan en terrenos arenosos medianamente densos, en muchas ocasiones la presión que ejerce la estructura en el suelo de fundación, hace que las partículas sufran acomodos precisamente por su carácter semi-denso, este acomodo de las partículas produce un asentamiento en la estructura y de no ser evaluada previamente antes de su aparición, puede crear grietas en la estructura hasta el colapso total, produciéndose en pérdidas económicas y hasta humanas.

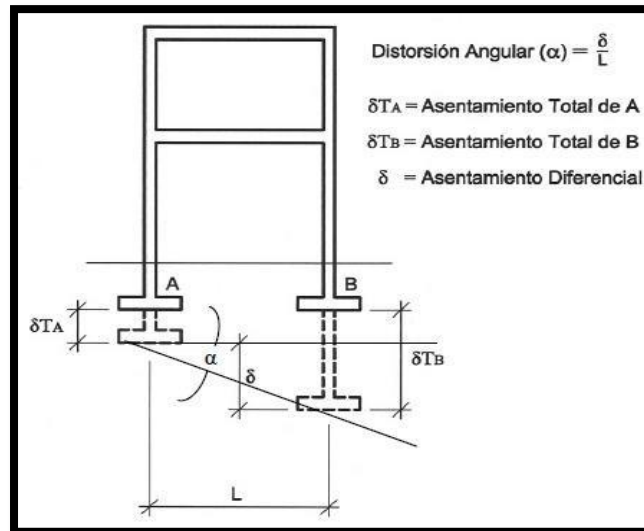
Se ha pre-establecido una cota de fundación $D_f=1.30\text{m}$, en concordancia con estudios y edificación cerca por la zona de investigación. También se considera que el nivel freático para el estudio en mención, no producirá ningún riesgo ni efectos de licuefacción. Ya que hasta la profundidad que se exploró el suelo no se encontró la presencia de esta misma.

De acuerdo a la tabla siguiente de la norma E-050, recomienda una distorsión angular de $1/500$ que es el límite seguro para edificios en los que se no se permiten grietas.

Tabla Nº 2: Distorsión angular n

	Distorsion angular
D/L	descripcion
1/150	Limite en el que se puede esperar daño estructural en edificacion convencionales
1/250	Limite en el que la perdida de la verticalidad de edificacion altos y rigidos pueden ser visible.
1/300	Limite en el que se deben esperar dificultades con puentes grua
1/300	Limite en el que se denen esperar las primeras grietas
1/500	Limite seguro para edificios en los que no se permita grietas
1/500	Limite para cimentaciones rigidas circulars o para anillos de cimentación de estructuras rigidas.

Teniendo en cuenta que el nivel freático no se encontró a la profundidad investigada en la etapa de exploración y considerando un asentamiento diferencial permisible, es decir:



$$\text{Distorsion Angular}(\alpha) = \frac{\delta}{L}$$

$$\delta = \alpha \times L = \frac{1}{500} \times 764\text{cm}$$

$$\delta = 1.53\text{cm}$$

Recomendado por la norma E-050 la expresión que relaciona estos parámetros es:

- Cuando $B < 1.20\text{m}$

$$q_d = (0.135N - 0.169)f_E \times f_{NF} \times f_\delta \times f_{Df}$$

- Cuando $B \geq 1.20\text{m}$

$$q_d = (0.0864N - 0.108)\left(\frac{B + 0.30}{B}\right)^2 f_E \times f_{NF} \times f_\delta \times f_{Df}$$



Donde:

q_d = Presión admisible por asentamiento.

N = correlación ($\Phi - Dr.$)

f_E = Factor de corrección por espesor de estrato.

$$f_E = f\left(\frac{E}{B}\right)$$

E = Espesor del estrato.

B = Base de la cimentación.

Tabla N° 3: Relación de espesor de estrato vs. base cimentación

E/B	ZAPATA CONTINUA	ZAPATA CUADRADA
0.50	2.00	1.60
1.00	1.40	1.20
1.50	1.20	1.10
2.00	1.10	1.05
3.50	1.05	1.00
3.00	1.00	1.00
>3.00	1.00	1.00

f_{NF} = Factor de corrección debido al nivel freático.

f_{Df} = Factor de corrección por profundidad de la cimentación

f_δ = Factor de corrección por asentamiento admisible

1.2.5.6.1 PRE ESTIMACIÓN DEL ASENTAMIENTO

Una vez iniciada la carga axial al nivel de fundación, ocurre inicialmente lo que se conoce como asentamiento, que viene a ser la compresión de las partículas de las arenas por la energía carga de la cimentación.

Esta estimación de asentamiento puede calcularse en base a la teoría de la elasticidad planteada por Lambe y Whitman.

Todo método disponible para estimar asentamientos, se basa en aplicaciones empíricas de la teoría elástica y de acuerdo a estos se sugiere un

asentamiento total admisible del orden de una pulgada (1”) para edificaciones convencionales. Se usa el método elástico para el cálculo de asentamiento inmediato y compararlos con aquellos asentamientos admisibles empíricos.

Método elástico para el cálculo de asentamientos:

$$S_i = \frac{q \times (\alpha B') (1 - \mu_s^2) I_s I_f}{E_s}$$

Donde:

S_i =Asentamiento elástico.

μ =Módulo de poisson del suelo.

E_s =Módulo de elasticidad del suelo.

B' = $B/2$ Para el centro de la cimentación.

= B Para una esquina de la cimentación.

q =Esfuerzo transmitido.

I_s =Factor de forma.

$$I_s = F_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$A_1 = A_2 = \frac{m'}{n' \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \sqrt{\frac{m'^2}{n'^2}}$$

I_f =Factor de profundidad= $f \left(\frac{D_f}{B}, \mu_s, y \frac{L}{B} \right)$

α =Factor que depende de la posición de la cimentación donde el asentamiento está siendo calculado.

• Para calcular el asentamiento en el centro de la cimentación usamos:

$$\alpha=4 \quad m'=\frac{L}{B} \quad n'=\frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

Para calcular el asentamiento en una esquina de la cimentación usamos:

$$\alpha=1 \quad m'=\frac{L}{B} \quad n'=\frac{H}{B}$$

1.2.5.7 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN Y CRITERIOS A CONSIDERARSE

Para determinar la profundidad de cimentación o profundidad de desplante de una estructura, hay que tener en cuenta que dicha profundidad está en función directa del tipo de estructura a construirse. En la presente investigación que consiste en una estructura Mixta de un piso destinados a aulas.

En este caso de una estructura mixta, para determinar la capacidad de carga admisible del suelo que constituye la zona en estudio se ha considerado una cimentación mediante zapatas conectadas con vigas de cimentación. Las profundidades de desplante se evaluarán de acuerdo a las características del suelo existente.

Como se puede apreciar en los formatos expedidos por el laboratorio de mecánica de suelos de la FIC, según los ensayos de laboratorio los tipos de suelos existentes a una profundidad de 1.30 m son: (SP - SM) arena mal graduada con presencia de limos, (SP) arena mal graduada y (S-ML) arena limosa, donde descansarán las zapatas conectadas con vigas de cimentación, debo plantear que no existe influencia del nivel freático (no se encontró a 3.90 m de profundidad).

Para el cálculo de la presión admisible por asentamiento se tomará en cuenta como factor fundamental en densidad relativa del suelo existente y la presión efectiva del suelo por debajo del nivel de la cimentación.

Para determinar el promedio de la resistencia admisible del suelo, tanto por corte como por asentamiento, se confeccionarán tablas o cuadros, tomando en cuenta diferentes anchos de cimentaciones (entre los más usados), y diferentes profundidades de desplante de cimentación. La profundidad de desplante de la cimentación debe dar suficiente estabilidad horizontal a la estructura y para nuestro análisis consideraremos una cota de fundación mínima de 1.30 m a nivel del nivel natural del suelo.

Para la determinación de la presión admisible del terreno a nivel de fundación son varios los estudios y fórmulas que se han desarrollado para el cálculo de su capacidad, siendo la más sobresaliente la presentada por el Dr. Karl Terzagui y han demostrado ser muy practica en su uso para este campo.

En el caso del proyecto en estudio es necesario hacer esta corrección porque se trata de un suelo que tiene una compacidad relativa mayor que 40 % y menor que 70%, luego en este caso se aplicarán las fórmulas correspondientes a la falla Local.

Para este cálculo se aplicó las fórmulas deducidas por la teoría de Terzaghi tanto en el caso de cimientos corridos y para zapatas cuadradas conectadas por vigas de cimentación que se han considerado en el diseño de cimentación para las edificaciones mixtas planteadas en el proyecto arquitectónico.

Factor de seguridad

En concordancia con el artículo 16^a de la norma E-050 suelos y cimentaciones, los componentes de seguridad que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

Para cargas estáticas	:3.00
Para sollicitación máxima de sismo o viento	:2.50

CALCULO NUMERICO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE

Para el caso de cimiento corrido

Se ha tomado la ecuación

$$q'_d = \frac{2}{3} CN'c + \gamma DfN'_q + \frac{1}{2} \gamma BN'_\gamma$$

Y los parámetros geotécnicos obtenidos:

$$C=0.18 \text{ gr/cm}^2$$

$$\phi=30.1^\circ$$

$$\gamma=1.58 \text{ gr/cm}^3$$

Cuyos valores corregidos son los siguientes:

$$C' = \frac{2}{3}C \quad \text{y} \quad \text{tang } \phi' = \frac{2}{3} \text{ tang } \phi$$

$$\text{Cohesión } C' = \frac{2}{3}C \rightarrow C' = 0.12 \text{ gr/cm}^2$$

$$\text{Ángulo de fricción interna } \text{tang } \phi' = \frac{2}{3} \text{ tang } \phi; \quad \phi' = 21.13$$

Un factor de seguridad $F_s=3.00$

Para este valor de fricción interna según la tabla de VESIC, nos da los

siguientes valores para los factores de carga.

$$N'_c = 15.96$$

$$N'_q = 7.17$$

$$N'_\gamma = 6.32$$

Aplicando la fórmula con estos datos y estableciendo un rango de para la profundidad de desplante de 70 cm a 150 cm y para el ancho de cimentación de 60 cm a 130 cm, considerando que las medidas de van variando cada 10 cm en cada iteración se muestra a continuación el siguiente cuadro.

Fig. N° 13: Interacciones

"df ~ B"	0.6	0.7	0.8	0.9	1.	1.1	1.2	1.3
0.7	1.02	1.03	1.05	1.07	1.09	1.1	1.12	1.14
0.8	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	1.14	1.16	1.18
0.9	1.1	1.11	1.13	1.15	1.17	1.18	1.2	1.22
1.	1.14	1.15	1.17	1.19	1.2	1.22	1.24	1.26
1.1	1.17	1.19	1.21	1.23	1.24	1.26	1.28	1.3
1.2	1.21	1.23	1.25	1.27	1.28	1.3	1.32	1.34
1.3	1.25	1.27	1.29	1.31	1.32	1.34	1.36	1.38
1.4	1.29	1.31	1.33	1.35	1.36	1.38	1.4	1.41
1.5	1.33	1.35	1.37	1.38	1.4	1.42	1.44	1.45

Se obtiene una capacidad promedio de $q_a = 1.05 \text{ kg/cm}^2$ para lo cual adjuntamos una tabla en la que se resumen las dimensiones del ancho y profundidad de desplante con las que el cimiento corrido deberá tener para cumplir con la capacidad portante antes calculada.

Ancho de cimiento (B) m.	Profundidad de desplante (DF) m.
0.6	0.8
0.7	0.8
0.8	0.7

- Para el caso de la zapata aislada:

En este caso dado a que todas las muestras de suelo son blandas, se aplica la fórmula:

$$q'_d = 1.3 \cdot C'N'_c + \gamma DfN'_q + 0.4 \gamma BN'_\gamma$$

Y también los valores de los parámetros del suelo son los mismos, así como el mismo factor de seguridad F.S=3.00.

Aplicando la fórmula con estos datos y estableciendo un rango de para la profundidad de desplante de 90 cm a 200 cm y para el ancho de cimentación de 100 cm a 250 cm, considerando que las medidas de van variando cada 10 cm en cada iteración, se muestra a continuación el siguiente cuadro.

"df ~ B"	1.	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
0.9	1.17	1.18	1.2	1.22	1.23	1.25	1.27	1.29	1.3	1.32	1.34	1.36	1.37	1.39	1.41	1.43
1.	1.2	1.22	1.24	1.26	1.27	1.29	1.31	1.33	1.34	1.36	1.38	1.4	1.41	1.43	1.45	1.47
1.1	1.24	1.26	1.28	1.3	1.31	1.33	1.35	1.37	1.38	1.4	1.42	1.44	1.45	1.47	1.49	1.5
1.2	1.28	1.3	1.32	1.34	1.35	1.37	1.39	1.41	1.42	1.44	1.46	1.47	1.49	1.51	1.53	1.54
1.3	1.32	1.34	1.36	1.38	1.39	1.41	1.43	1.44	1.46	1.48	1.5	1.51	1.53	1.55	1.57	1.58
1.4	1.36	1.38	1.4	1.41	1.43	1.45	1.47	1.48	1.5	1.52	1.54	1.55	1.57	1.59	1.61	1.62
1.5	1.4	1.42	1.44	1.45	1.47	1.49	1.51	1.52	1.54	1.56	1.58	1.59	1.61	1.63	1.64	1.66
1.6	1.44	1.46	1.48	1.49	1.51	1.53	1.55	1.56	1.58	1.6	1.61	1.63	1.65	1.67	1.68	1.7
1.7	1.48	1.5	1.52	1.53	1.55	1.57	1.58	1.6	1.62	1.64	1.65	1.67	1.69	1.71	1.72	1.74
1.8	1.52	1.54	1.55	1.57	1.59	1.61	1.62	1.64	1.66	1.68	1.69	1.71	1.73	1.75	1.76	1.78
1.9	1.56	1.58	1.59	1.61	1.63	1.65	1.66	1.68	1.7	1.72	1.73	1.75	1.77	1.78	1.8	1.82
2.	1.6	1.62	1.63	1.65	1.67	1.69	1.7	1.72	1.74	1.75	1.77	1.79	1.81	1.82	1.84	1.86

Se obtiene una capacidad promedio de $q_a=1.58 \text{ kg/cm}^2$ para lo cual adjuntamos una tabla en la que se resumen las dimensiones del ancho y profundidad de desplante con las que el cimiento corrido deberá tener para cumplir con la capacidad portante antes calculada.

Ancho de cimiento (B) m.	Profundidad de desplante (Df) m.
1.40	1.8
1.5	1.8
1.6	1.7
1.7	1.7
1.8	1.6
1.9	1.6
2.0	1.5

Los valores de la profundidad de cimentación y capacidad portante del terreno a considerarse se indicarán en los planos de estructuras, los parámetros del suelo se indican en los ensayos de laboratorio adjuntos.

• **CALCULO NUMERICO DE LA PREESTIMACION DEL ASENTAMIENTO**

Para el estudio de asentamientos, se estima una presión vertical transmitida igual a la función de carga admisible. Las características elásticas del suelo de cimentación fueron adoptadas a partir de tablas e investigaciones publicadas, conforme al tipo de suelo donde irá desplantada la cimentación.

Características del suelo a nivel de fundación: arena mal graduada por presencia de limo (SP-SM) en estado medianamente denso.

$$m' = \frac{L}{B} = \frac{2.50}{2.50} = 1.00$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} = \frac{(3.00-1.50)}{\left(\frac{2.50}{2}\right)} = 1.20$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$A_0 = 0.278$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

$$A_1 = 0.278$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

$$A_2 = 0.449$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1)$$

$$F_1 = 0.463$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2$$

$$F_2 = 4.618$$

Entonces:

$$I_s = F_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} F_2$$

$$I_s = 3.542$$

$$I_f = \frac{\sqrt{\frac{L}{B}}}{\beta_z}$$

$$I_f = 0.925$$

Remplazando en la Ecuación

$$S_i = \frac{q \times (\alpha B') (1 - \mu_s^2) I_s I_f}{E_s}$$

$$S_i = 1.213 \text{ (Centro)}$$

Este asentamiento está por debajo de los asentamientos permisibles que es 1" (2.54cm). Se trabajó con un asentamiento permisible de 2.00 cm de acuerdo a la distorsión angular (1/500) analizada para una luz de 7.65 m

1.2.6 EL CONCRETO REFORZADO

1.2.6.1 EL CONCRETO

Según Yirda (2021), el concreto es una mezcla de piedras, arena, agua y cemento que al solidificarse constituye uno de los materiales de construcción más resistente. Su resistencia a la compresión, semejante a la de las rocas naturales, es alta, lo cual lo hace apropiado para elementos sometidos principalmente a compresión, como las columnas y los arcos. Por otro lado, el concreto es un material relativamente frágil, pues su resistencia a la tracción es pequeña en comparación con su resistencia a la compresión. Esto impide su implementación económica en recursos estructurales sometidos a tensión bien sea en toda su sección (como el caso de las barras de amarre) o sobre una parte de sus secciones transversales (como en las vigas o en otros elementos sometidos a flexión).

1.2.6.2 EL CONCRETO REFORZADO

También denominado concreto u hormigón armado, es un material compuesto que resulta convencionalmente de la incorporación de barras o mallas de acero en la masa del concreto. (BECOSAN, 2020)

1.2.6.3 COMPONENTES DEL CONCRETO REFORZADO

1.2.6.3.1 Cemento

El cemento se obtiene de la pulverización del clinker el cual es producido por la calcinación hasta la fusión incipiente de materiales calcáreos y arcillosos.

Está constituido por los siguientes componentes

- Silicato tricálcico
- Silicato dicálcico,
- Aluminato tricálcico,
- Alumino-Ferrito Tetracalcico,
- Componentes menores: óxidos de magnesio, potasio, sodio, manganeso y titanio.

1.2.6.3.2 Agregado Fino o Arena Gruesa

Se acepta comúnmente, que la arena fina causa un impacto mayor en las proporciones de la mezcla que el agregado grueso. Los primeros poseen una mayor área específica y como la pasta tiene que recubrir cada una de las áreas de los agregados, el requerimiento de pasta en la mezcla se verá perjudicado por la proporción en que se incluyan éstos.

1.2.6.3.3 Agregado Grueso o Piedra Chancada

El aumento en la resistencia a medida que se reduce el tamaño máximo del agregado se debería a una reducción en los esfuerzos de adherencia debido al incremento del área específica de las partículas.

Las fuerzas de vínculo están sujetas a la forma y textura superficial del agregado grueso, de la reacción química entre los elementos de la pasta de cemento y los agregados.

1.2.6.3.4 Agua

Según Harmsen (2005), el agua empleada en la mezcla debe ser limpia, libre de aceites, ácidos, álcalis, sales y materias orgánicas. En general, el agua potable es adecuada para el concreto. Su función principal es hidratar el cemento, pero se le usa para mejorar la trabajabilidad de la mezcla.

1.2.6.3.5 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo o acero para concreto se utiliza para reforzar los elementos de concreto que se encuentren sujetos a altas cargas. El acero es incrustado en

el concreto de forma que el concreto logre tolerar los esfuerzos tanto de tensión como de compresión.

Para mejorar la unión del material, se enrollan perfiles a modo de costilla en el acero de refuerzo para optimizar la transmisión de fuerzas. Torcer el acero estructural lo hace más fuerte, lo cual mejora la resistencia a la fractura.

Características resistentes de los diferentes aceros:

1.2.6.4 CONCRETO EN OBRA

Debido a sus prestaciones mecánicas en estado fresco y endurecido, además del poco mantenimiento que requiere en el tiempo, el concreto es por excelencia el material más utilizado en el mundo para la construcción de obras de infraestructura y edificación.

1.2.7 REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO

1.2.7.1 MÉTODOS DE DISEÑO

Actualmente, existen dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última.

El diseño elástico parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto. Este diseño se basa en lograr que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una parte de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. El método elástico tampoco establece la carga que provoca la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

El diseño por rotura se basa en la predicción de la carga que causa la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. En pruebas de laboratorio se pudo comprobar que es viable predecir estas cargas con exactitud. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y, por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza (Harmsen, 2002)

1.2.7.2 MÉTODO DE DISEÑO APLICADO

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), solo considera el método de diseño a la rotura, al indicar que en el diseño de concreto armado, los elementos tienen que proporcionarse para una resistencia idónea según las disposiciones de dicha norma, usando factores de carga y de reducción de resistencia.

1.2.7.3 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO

Estas normas estarán basadas en la revisión de estados límite, en los requisitos específicos para el diseño de los distintos sistemas que se establecen, de manera estricta, los procedimientos de cálculo así como las características que debe tenerla estructura para cumplir con los objetivos de los estados límite que quedan más bien implícitos en las normas. Toda estructura debe diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- a. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible frente a las combinaciones de acciones más desfavorables que tienen la posibilidad de manifestarse a lo largo de su vida útil esperada.
- b. Los estados límite quedan expresados por los objetivos establecido en estas normas, que es diseñar estructuras capaces de resistir sismos de intensidad moderada sin daño estructural y con pequeño o nulo daño en elementos no estructurales; y lograr una seguridad adecuada contra la falla ante los sismos de mayor intensidad que puedan llegar a presentarse en el sitio.

1.2.7.4 REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

Al diseñar una estructura de concreto armado y sus respectivos elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en cada una de sus secciones, resistencias de diseño por lo menos equivalentes a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la norma E.060. Asimismo, se deberá garantizar un comportamiento adecuado para cargas de servicio (control de deflexiones, fisuración).

1.2.7.4.1 Resistencia Requerida

La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.40 CM + 1.70 CV$$

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

$$U = 0.90 CM \pm CS$$

Estas tres combinaciones representan las cargas que por lo generalmente se muestran en el diseño de estructuras convencionales, no obstante, tienen la posibilidad de existir otras cargas particulares que podrían manifestarse.

1.2.7.4.2 Resistencia de Diseño

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009), indica que la resistencia de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros recursos, tal como sus secciones transversales en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión tendrá que tomarse como la resistencia nominal que es aquella resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado, multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia.

El factor de reducción de resistencia se da para tener en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias del material, mano de obra y en las dimensiones.

El factor de reducción de resistencia ϕ deberá ser:

- Para flexión sin carga axial $\phi = 0.90$

- Para flexión con carga axial de tracción $\phi = 0.90$

Para carga axial de compresión con o sin flexión:

- Elementos con refuerzo en espiral $\phi = 0.75$

- Otros elementos $\phi = 0.70$

Para elementos en flexocompresión ϕ puede incrementarse linealmente hasta $\phi = 0.90$ conforme el valor de ϕP_n disminuye desde $0.10 F'_c A_g$ a cero.

- Para cortante sin o con torsión $\phi = 0.85$

- Para aplastamiento en el concreto $\phi = 0.70$

1.2.8 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

1.2.8.1 LOSAS

Tienen dos funciones principales desde el punto de vista estructural, la primera es la transmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa el piso terminado la sobrecarga y eventualmente tabiques u otros elementos apoyados en ellos y la segunda función referente a las cargas de sismo que es la obtención de la unidad de la estructura de manera que ésta tenga un comportamiento uniforme en cada piso logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel.

Clasificación de Losas

La clasificación de losas se realiza según varios criterios:

Según la distribución del refuerzo

- Reforzada en una dirección
- Reforzada en dos direcciones

Según su composición

- Losa maciza
- Losa nervada o losa aligerada
- Lamina acanalada de acero
- Placa fácil

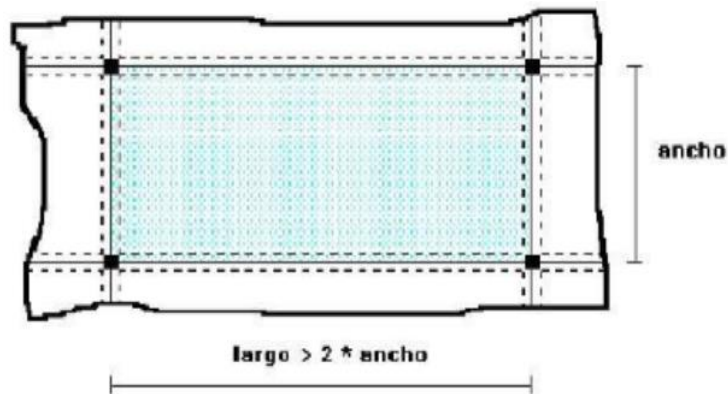
Según los apoyos

- Sobre columnas
- Sobre muros

Según su construcción

- Vaciadas
- Prefabricadas

Fig. N° 14: Esquema de losa



Las losas que funcionan en una dirección, trabajan únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos, esto sucede cuando en una losa perimetral apoyada existe un lado que es dos veces o más grande que el otro lado. Se define como la relación:

claro corto (\mathcal{L}_c)-claro largo (\mathcal{L}_l), para lo cual:

Si $\mathcal{L}_l/\mathcal{L}_c > 2 =$ losa en una dirección

Si $\mathcal{L}_l/\mathcal{L}_c < 2 =$ losa en dos direcciones

1.2.8.2 VIGAS

Son elementos que reciben carga de las losas y la transmiten hacia otras o directamente hacia las columnas o muros. Principalmente las vigas forman los llamados eje de la composición teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones el grupo compuesto por las vigas y las columnas obtiene el nombre de pórticos.

Las vigas pueden ser peraltadas o chatas dependiendo de su altura operante se denomina viga peraltada a aquella que tiene una altura mayor al espesor del techo y por tanto es visible y se denomina vigas chatas aquella que está embebidas dentro de la losa.

1.2.8.3 COLUMNAS

Según Blanco (1994) las columnas:

Son elementos muy importantes, pues forman con las vigas los denominados pórticos, que constituyen el esqueleto sismo-resistente junto con los muros de corte, si estos existen.

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión (flexo compresión), debido a que tienen momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los diferentes niveles de la edificación. La sección transversal de la columna dependerá de la magnitud de la carga vertical que recibe y de la magnitud de los momentos flectores actuantes. (p.30)

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

1.2.8.4 MUROS DE CORTE

Las placas de arriostre, también denominadas placas de corte, tienen por función principal, resistir, en su propio plano, un porcentaje de las fuerzas laterales aplicadas a la edificación, disminuyendo en este porcentaje el trabajo de los pórticos en esa misma dirección.

Dicho porcentaje puede variar según el número de pisos de la edificación por sus diferencias de comportamiento. Por eso es de primordial importancia efectuar un análisis detallado de la interacción de las placas y pórticos en las distintas alturas de la edificación y poner especial esmero en el diseño del amarre entre placa y pórtico en cada nivel.

Estos elementos deberán ser construidos de concreto estructural armado. En este tipo de construcción no se admitirá, en ningún caso, elementos estructurales de arriostre de mampostería.

Según Blanco (1994) son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección. Algunos autores definen a los muros como columnas de sección transversal muy alargada, destacando el hecho que en realidad una columna y una placa reciben los mismos esfuerzos, ya que ambos cargan las vigas y las losas y reciben momentos de estas.

1.2.8.5 CIMENTACIÓN

La cimentación para las columnas, placas de arriostre y cajas de ascensor estructurales, estará constituida por zapatas armadas de concreto estructurales. Estas zapatas en el caso de columnas aisladas de borde o esquinas, estarán complementadas con vigas de cimentación también de concreto estructural, cuando las resultantes de las cargas aplicadas por las columnas a la zapata, no coincida con la resultante de presión resistente del terreno, salvo que esta excentricidad sea resistida por otros medios.

Tabla N° 4: Tipo de suelo vs capacidad

TIPO DE SUELO	CAPACIDAD Kg/cm ²
1. Rocas macizas: granito, diorita, gneis	10.0
2. Rocas laminadas: esquisto, pizarra	40
3. Rocas sedimentarias: caliza, arenisca	15
4. Cascajo, grava o gravas arenosas (GW o GP)	
Compactas	5.00
Medianamente compactas	4.00
Sueltas	3.00

5. Arenas o arenas con grava bien graduadas (SW)	
Compactas	3.75
Medianamente compactas	3.00
Sueltas	2.25
6. Arenas o arenas con grava mal graduadas (SP)	
Compactas	3.00
Medianamente compactas	2.50
Sueltas	1.75
7. Gravas sienosas o grava-areno-sieno (GM)	
Compactas	2.50
Medianamente compactas	2.00
Sueltas	1.50
8. Arenas sienosas o arena-sieno (SM)	2.00
9. Gravas arcillosas o arenas arcillosas (GC-SC)	2.00
10. Suelos inorgánicos, sienos, arenas finas (ML-CL)	1.00
11. Arcillas inorgánicas plásticas, arenas diatomáceas, sienos elásticos (CH-MH)	1.00

Si las cimentaciones no s

Si las cimentaciones no se proporcionan adecuadamente, una parte de la estructura puede asentarse más que otra parte adyacente, y varios componentes de un sistema en estas condiciones pueden tener esfuerzos demasiados elevados en las uniones de vigas con columnas a causa de los asentamientos desiguales de los apoyos, que conducen a deformaciones grandes. Los momentos flexionantes y torsionantes adicionales que pueden exceder la capacidad resistente de los miembros, pueden dar lugar a agrietamientos excesivos debido a la fluencia del refuerzo y por último producir la falla estructural.

Normalmente la capacidad de los suelos se determina mediante varios tipos de ensayos. Si no se dispone de estos medios para un diseño preliminar se puede aplicar algunos de los valores representativos que se muestran en la siguiente tabla:

Tipos de Cimentaciones

Existen seis tipos básicos de cimentaciones, el área de estas debe ser adecuadas para soportar las descargas de las columnas o muros.

- a. Zapatas de muros
- b. Zapatas aisladas
- c. Zapatas combinadas
- d. Zapatas conectadas
- e. Platea de Cimentación

1.3 MARCO LEGAL

- NORMA E 0.30 DISEÑO SISMORRESISTENTE RNE 2016

Según lo que indica el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016), ésta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el Artículo 3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

1.4 MARCO FILOSÓFICO

El presente trabajo de investigación surgió tras la necesidad de los pobladores de San Idelfonso de contar con una Institución educativa adecuada para que los niños del distrito tengan la calidad educativa que merecen.

1.5 MARCO CONCEPTUAL

o Perfil Del Suelo

El perfil de un suelo es la sección o corte vertical que describen y analizan los edafólogos con vistas a describirlo y clasificarlo.

o Losas de entrepisos:

Son elementos estructurales planos que trabajan a flexión al recibir cargas verticales (Vivas y muertas) y cuya función es dividir niveles siendo el piso de uno y a la vez el techo de otro inferior.

○ **Cimentación:**

La cimentación viene a ser el conjunto de elementos estructurales que reciben todo el peso del edificio y lo transmiten hacia el suelo de forma que la presión ejercida no supere a la resistencia del suelo.

○ **Concreto armado:**

El concreto es un material muy utilizado en las obras que se ejecutan en nuestro medio para construir la estructura de una edificación. Ésta es una razón más que suficiente para optimizar su calidad ya que de él depende la excelencia de la estructura.

○ **Concreto ciclópeo:**

El concreto ciclópeo es aquel que está formado por una mezcla cuyos pétreos se componen hasta en un sesenta por ciento por fragmentos de roca con una masa máxima de treinta kilogramos por pieza, que se colocan a mano embebidos en el concreto normal, en su lugar definitivo en la obra, son de baja resistencia a la compresión.

○ **Acero:**

El acero es una aleación de hierro con pequeñas cantidades de otros elementos, es decir, hierro combinado con un 1% aproximadamente de carbono, y que hecho ascua y sumergido en agua fría adquiere por el temple gran dureza y elasticidad, Se caracteriza por su gran resistencia. Comúnmente se utiliza acero grado 60 en varillas corrugadas.

○ **Sistemas estructurales:**

En lo que respecta a estructuras de Concreto Armado, según el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), Norma E.030 se puede encontrar los siguientes sistemas estructurales:

- Pórticos: Por lo menos el 80 % del cortante en la base actúa sobre las columnas.
- Muros Estructurales: Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80 % del cortante en la base.
- Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros varía entre el 20 % y el 70 % del cortante del edificio.

- Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL): Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos.

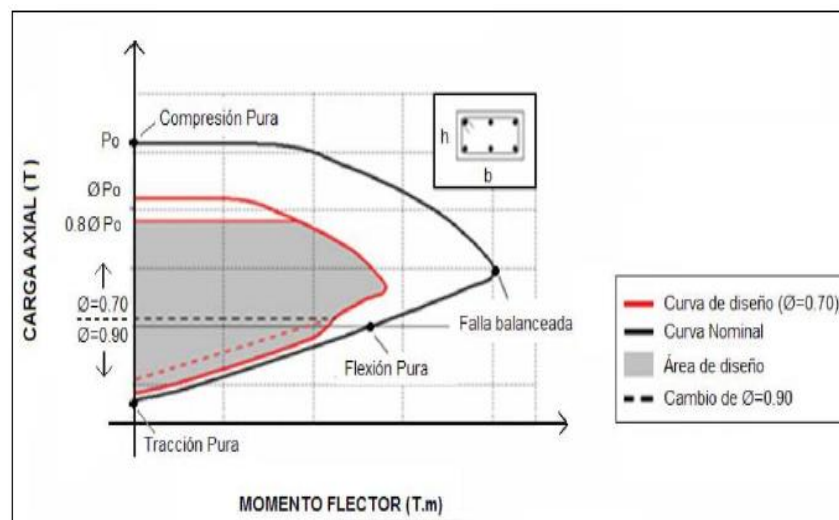
○ **Diseño por flexión**

Consiste en dotarla de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes.

○ **Diseño por flexo compresión**

Lo que se busca en el diseño por flexo compresión es determinar el lugar geométrico de estas combinaciones (M_u , P_u) que agotan la capacidad de la sección; a este conjunto de puntos se le denomina Diagrama de Interacción.

Fig. N° 15 Diagrama de interacción



Nota. Tomado de *Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles* por Pajares & León, 2009, Pontificia Universidad Católica del Perú.

○ **Diseño por fuerza cortante:**

Consiste en dotar de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes.

CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION

2.1 SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

Actualmente la I.E San Idelfonso N°22505 cumple con un rol importante en la educación estudiantil brindando un servicio educativo a nivel primaria en el distrito de La Tinguiña, sin embargo debido a la infraestructura inadecuada y al incremento de la población estudiantil es una necesidad impostergable que debe ser atendida ya que esto hace que los estudiantes reciban el servicio educativo en condiciones precarias, es por ello que con la adecuada eficiencia sismorresistente de la infraestructura de la I.E. N°22505 se contribuirá a la mejora de la calidad de vida y educativa de los habitantes del distrito de la Tinguiña.

2.2 FORMULACIÓN DE PROBLEMAS

2.2.1 PROBLEMA GENERAL

¿En qué Medida Influye La Eficiencia Sismorresistente En El Diseño Estructural De La Institución Educativa San Idelfonso N°22505, Distrito De La Tinguiña, Ica – Ica?

2.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cómo influye el cumplimiento de la Norma E.020 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguiña, Ica – Ica?
- ¿Cómo influye el cumplimiento de la Norma E.030 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguiña, Ica – Ica?
- ¿Cómo influye el cumplimiento de la Norma E.050 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguiña, Ica – Ica?
- ¿Cómo influye el cumplimiento de la Norma E.060 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguiña, Ica – Ica?
- ¿Cómo influye el cumplimiento de la Norma E.070 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguiña, Ica – Ica?

2.3 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

2.3.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL O GEOGRÁFICA

El proyecto en estudio se ubica en:

- Distrito : La Tinguña
- Hab. Urb. : San Idelfonso
- Provincia : Ica
- Departamento : Ica

Fig. N° 16: Ubicación del proyecto



2.3.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

La investigación es transversal, ya que el estudio que se desarrollará será en un corto tiempo.

Se realizará en un intervalo entre 4 a 8 meses.

2.3.3 DELIMITACIÓN SOCIAL

El proyecto se expandirá y beneficiará a toda la población de la localidad de San Idelfonso.

2.3.4 DELIMITACIÓN CONCEPTUAL

El desarrollo de este proyecto de investigación involucra el conocimiento y aplicación de diversos cursos aprendidos a través del desarrollo de la carrera de Ingeniería Civil, como son:

- Diseño de Concreto Armado
- Método de Diseño.

- Diseño por Flexión.
- Diseño por Flexo-Compresión.
- Diseño por Corte.
- Pre-dimensionamiento y Estructuración.
 - Tecnología De Los Materiales.
 - Tecnología Del Concreto.
 - Mecánica De Suelos
 - Construcción
 - Topografía

2.4 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

2.4.1 JUSTIFICACIÓN

- DESDE EL PUNTO DE VISTA FUNCIONAL

Conocer la eficiencia sismorresistente en el diseño estructural de la institución educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguíña ayudara a realizar una correcta distribución de los elementos estructurales así mismo como su dimensionamiento, generando así una edificación segura y funcional.

- DESDE EL PUNTO DE VISTA TÉCNICO

Debido a que nuestro país está constantemente siendo vulnerado por los diversos sismos presentados, es por ello que la I.E N°22505 necesita contar con la adecuada eficiencia sismorresistente en el diseño estructural de su infraestructura, que cumpla con todas las disposiciones técnicas vigentes además de los requerimientos que solicita el RNE, por el tipo de estructura que es y para que pueda brindar así el servicio educativo adecuado.

- DESDE EL PUNTO DE VISTA AMBIENTAL

La institución educativa cuenta con sectores de área sin construir y gran parte en mal estado a los cuales no se les da el debido mantenimiento afectando a los estudiantes y a la población vecina debido a las polvaredas que en ellas se generan, es por ello que con la adecuada eficiencia sismorresistente en el diseño estructural se podrá llevar a cabo la construcción de nuevos pabellones de estudio y se podrá mejorar la calidad ambiental de los estudiantes ya que se contarán con las áreas adecuadas.

- EN LA CALIDAD DE VIDA DE LA POBLACIÓN

Debido al aumento demográfico del País y a la demanda del gobierno por construir colegios sismorresistente eficientes como es este el caso de la I.E. San Idelfonso N°22505, es así como se contribuyendo a mejorar la calidad educativa y vida tanto de los estudiantes como de la población Tinguña.

2.4.2 IMPORTANCIA

El desarrollo de la presente tesis resulta ser de suma importancia porque a través del estudio del mismo; nos permitirá determinar la eficiencia sismorresistente en el diseño estructural de la institución educativa san Idelfonso N° 22505 distrito de la Tinguña – Ica – Ica. Con éste conocimiento de eficiencia nos permitirá hacer el diseño de estructural de la edificación en estudio.

2.5 OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN

2.5.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar el grado de influencia de la eficiencia sismorresistente en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505 del distrito de la Tinguña, Ica – Ica.

2.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Determinar el grado de influencia de la Norma E.020 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.
- ✓ Determinar el grado de influencia de la Norma E.030 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.
- ✓ Determinar el grado de influencia de la Norma E.050 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.
- ✓ Determinar el grado de influencia de la Norma E.060 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.
- ✓ Determinar el grado de influencia de la Norma E.070 en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.

2.6 HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

2.6.1 HIPÓTESIS GENERAL

La Eficiencia Sismorresistente influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, Distrito De La Tinguña - Ica - Ica.

2.6.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- El cumplimiento de la Norma E.020 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.
- El cumplimiento de la Norma E.030 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.
- El cumplimiento de la Norma E.050 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.
- El cumplimiento de la Norma E.060 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.
- El cumplimiento de la Norma E.070 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.

2.7 VARIABLES DE INVESTIGACIÓN

2.7.1 IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

▪ VARIABLE INDEPENDIENTE

- ✓ Eficiencia Sismorresistente

▪ VARIABLE DEPENDIENTE

- ✓ Diseño Estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, Distrito de La Tinguña - Ica - Ica.

2.7.2 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla Nº 5: Operacionalización de variables

OPERACIONALIZACION DE VARIABLES			
VARIABLES	DEFINICION DE VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
<p>Eficiencia Sismorresistente</p>	<p>Consiste en la capacidad de una estructura para hacer frente a un evento sísmico sin sufrir daño o en todo caso un daño mínimo</p>	<p>Estructuras Sismorresistente</p>	<p>Norma E.020 Norma E.030 Norma E.050 Norma E.060 Norma E.070</p>
<p>Diseño Estructural de la Institución Educativo San Idelfonso N° 22505 Distrito de La Tinguña – Ica – Ica</p>	<p>Se refiere al proyecto de diseño de una estructura destinada a una Institución Educativa</p>	<p>Proyecto de Diseño Estructural de una Institución Educativa</p>	<p>Norma E.020 Norma E.030 Norma E.050 Norma E.060 Norma E.070</p>

La normatividad empleada para las variables independientes como dependientes en el desarrollo de la presente tesis corresponde a la version del año 2018.

CAPITULO III: ESTRATEGIA METODOLÓGICA

3.1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación del presente proyecto puede ser considerado como una investigación aplicada, ya que en ella se tratara sobre tópicos específicos, apoyándose en la recolección de datos y cuya aplicación es práctica sobre la realidad de la I.E. N°22505 en función de los datos obtenidos.

3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel de la presente investigación puede ser considerado como una investigación correlacional ya que a través de las hipótesis que se plantean se intenta llevar y demostrar lo afirmado.

3.1.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El Proyecto de Investigación de la I.E. N°22505 San Idelfonso es de diseño transversal correlacional.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN

3.2.1 POBLACIÓN DE ESTUDIO

La población de estudio será el área geográfica del Distrito De Tinguña, provincia de Ica y departamento de Ica.

3.2.2 MUESTRA DE ESTUDIO

La muestra de estudio para este proyecto será el área geográfica de la localidad de San Idelfonso, Distrito de la Tinguña, provincia y departamento de Ica.

CAPITULO IV: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

4.1 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

La Técnica utilizada de recolección de datos fue LA OBSERVACIÓN que consistió en observar a las Instituciones Educativas Estructuradas Inadecuadamente en los diversos lugares; además de observar algunas de ellas dañadas que ayudaron al desarrollo del análisis y diseño del proyecto.

4.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Equipo de Campo

- Teodolito.
- Wincha.
- Pico, lampas y palas.
- Carretilla.
- Estacas de Fierro
- Brújula
- Cámara Fotográfica

Equipo de Gabinete

- Equipos de mecánicas de suelos.
- Computadora.
- Software AUTOCAD 2016 utilizado para el Diseño Arquitectónico.
- Software ETABS 9.4.1 utilizado para el Análisis Sismorresistente y para el Diseño Estructural de la Institución Educativa
- Software SAFE V2016 utilizado para el Diseño de Cimentación de la Institución Educativa. .
- Software Excel 2010
- Software Word 2010
- Útiles de escritorio.

4.3 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

En primer lugar, explicaremos las técnicas que se utilizarán:

- a) Trabajos preliminares que comprenden la recolección de datos por parte de la Institución Nacional de Estadísticas e Informática (INEI) y/o Defensa Civil, como información referente a instituciones educativas que han tenido una eficiencia sismorresistente adecuada e incorrecta; además de búsqueda en internet.
- b) Clasificación, ordenamiento y tabulación de la información, dibujo de los planos básicos, preparación de los materiales.
- c) Cálculo en gabinete, aplicación del estudio del suelo, análisis sismorresistente y cálculo estructural de los elementos estructurales principales.
- d) Revisión (ortográfica y semántica), impresión, y entrega del trabajo final.

CAPITULO V: PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1.1 PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

El objetivo comprende el estudio de investigación de la infraestructura para la Institución Educativa N°22505 San Idelfonso del distrito de La Tingüña. La construcción de pabellón de aulas, módulo de baños, ambientes administrativos, bibliotecas, tanque elevado y cisterna y losa deportiva sobre el emplazamiento actual del plantel educativo.

La edificación integral, con una distribución dispuesta en zonas diferenciadas de acuerdo a usos; contiene las siguientes características:

- 01 Pabellón de aulas de construcción nueva, que alberga 06 aulas y se ubican en la parte oeste del colegio. Área techada 274.50 m², dispuestos en 02 niveles.

- 01 pabellón de modulo administrativo construcción nueva, 02 niveles y 282.00 m² de área techada, dispuesto para el funcionamiento de dirección, comedor, cocina, biblioteca en 02 nivel.

- 01 módulo de construcción nueva, de 01 nivel y 30.60 m² de área techada, dispuestos para el funcionamiento del aula de recursos.

- 01 módulo de 01 pisos y 68.04 m² de área techada, para funcionamiento de baños para hombres y para mujeres y camerinos para hombres y para mujeres.

- Construcción de patio de formación y losa deportiva de concreto y techada por una estructura metálica y cubierta de policarbonato.

- Construcción de cisterna y tanque elevado de concreto armado.

- Construcción de SSHH y escaleras como sistema de circulación vertical.

- Construcción de obras menores, como patios, veredas, caseta de guardianía y áreas verdes.

Con el presente proyecto, se define la disposición técnica de la construcción proyectada, mediante la inclusión de criterios de diseño, que se plasman en el expediente obtenido; generándose así, los planos a nivel de ejecución de obra, sustentados por los estudios de ingeniería adjuntos.

Se desarrolla la ingeniería del proyecto con especial cuidado de la disposición de espacios proyectados para la habilitación interna del local del

plantel, respetando los espacios de acceso peatonal y vehicular; así mismo, se prevé la continuidad de los servicios, tanto de electricidad, como sanitarios.

• **TOPOGRAFÍA:**

Se han definido los ejes y niveles sobre los que se edificará la Institución Educativa; enmarcados geoméricamente dentro de un terreno plano. Es así que se ha realizado una disposición de espacios que implica el uso de diferentes plataformas de terreno, que permitan aprovechar alturas medias utilizables y que aseguren consecuencia y fluidez con los niveles proyectados de la habilitación integral. Evitándose así mayores cortes de terreno.

Durante el trabajo topográfico se monumentaron BMs de referencia y se tomó como referencia directa niveles de vereda de la construcción próxima adyacente.

BM 01.- Se encuentra ubicado en las coordenadas **422163.52E – 8446449.14N**
(Referencia a 7.15 metros desde la puerta principal)

BM 02.- Se encuentra ubicado en las coordenadas **422149.67E – 8446435.07N**
(Referencia a la esquina de la cisterna existente)



BM 01



BM 02

• **ESTUDIO DE SUELOS:**

Se han constatado condiciones aptas del terreno para la fundación de las estructuras proyectadas en la institución educativa N°22505 San Idelfonso, explorando un total de 02 calicatas a tajo abierto, para efectos de garantizar un correcto estudio de mecánica de suelos.

• **ARQUITECTURA:**

La institución Educativa N°22505 San Idelfonso, se ubica en el emplazamiento actual de la misma, definiendo su acceso por medio de 01 entradas que determinan el recorrido peatonal y eventualmente el acceso vehicular.

Internamente, se presentan 03 zonas claramente definidas, como son, la zona administrativa, la zona de patio y la zona de aulas de clase. El ingreso peatonal se diferencia, por la ubicación de los diferentes pabellones proyectados; considerando el portón existente, como ingreso principal, por cual se accede a la zona administrativa. Cuenta con zonas destinadas para área verde, siendo la arquitectura general, una adecuación típica a la usada por el OINFE.

• **ESTRUCTURAS:**

La institución educativa se ha estructurado en bloques independientes, considerando el uso de 02 sistemas de estructurales: pórtico y albañilería confinada, tal como lo permite la norma vigente -E.030 /Diseño Sismorresistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones. En tal sentido, se emplean elementos rígidos (pórticos) en una dirección que garantizan un buen comportamiento ante eventos telúricos; y muros de albañilería confinada (combinación muros de ladrillo con columnas de concreto armado).

Basado en el cumplimiento de los lineamientos establecidos por la norma E.020 (Cargas) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se han asignado dichas cargas (vivas, muertas y de sismo) a la edificación según el uso destinado a cada ambiente.

Se ha realizado el estudio de suelos para garantizar la aplicación de norma E.050 con dos calicatas según consta en la presente tesis obteniéndose el desplante de cimentación y la capacidad portante del terreno sobre el cual se va a cimentar. La cimentación comprende el desplante de zapatas rectangulares, conectadas entre sí, mediante vigas rigidizantes, para evitar asentamientos diferenciales y para absorber los giros en la base de columnas. Para el caso de muros de albañilería confinada, la cimentación es corrida y de concreto ciclópeo, reforzada con sobrecimientos armados.

Para el cálculo estructural de los principales elementos estructurales de concreto armado como losas aligeradas, vigas, columnas, zapatas y viga de

cimentación se han cumplido los lineamientos permitidos por la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para el diseño de los elementos estructurales de albañilería confinada con ladrillo de arcilla se han cumplido los lineamientos permitidos por la Norma E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones.: además de los elementos no estructurales, son diseñados para cargas ortogonales a su plano, de acuerdo con la Norma Técnica E.0.70, en donde se considera suficientemente arriostrados todos los muros de tabiquería del sistema. Estos a su vez, van aislados del sistema estructural principal.

5.1.2 CLIMATOLOGÍA Y SIMOLOGÍA DE LA ZONA EN ESTUDIO

5.1.2.1 CLIMATOLOGIA

El clima del distrito de Tinguíña es parte de los microclimas de la ciudad de Ica, se encuentra en el rango de sub tropical (seco) presentado una temperatura contrastada: cálida en el día y fría en la noche. Su temperatura promedio anual es de 22°C, teniendo una máxima de 32°C que se presenta en el mes de febrero y una mínima de 10°C que se presenta en los meses de julio y agosto.

5.1.2.2 RIESGOS DE LA GEODINÁMICA INTERNA Y EXTERNA

Desde el punto de vista geológico, el área de la zona estudiada constituye una gran cuenca de sedimentación, en donde se depositaron unidades litológicas de orígenes cuaternaria y continentales, las que posteriormente fueron perturbadas por la intrusión batolítica y por movimientos geológicos tanto del tipo orogénico como epirogenético, como lo testifican el levantamiento de los Andes y del desarrollo de diversas estructuras geológicas, principalmente en el sector de la cuenca. Las rocas que afloran en la región Ica son sedimentarias, metamórficas e ígneas, las primeras están representadas por calizas, arenísticas, diatimita, lutitas, alternancias de sedimentos finos con material volcánico. Las segundas por ortocuarcitas, cuarcitas y mármol, y las ígneas están conformadas principalmente por intrusiones de composición granitoide que forman parte del batolito andino que aflora en esta región del país y por efusiones volcánicas que cubren parcial o totalmente estructuras y rocas más antiguas. La edad de estas rocas comprende desde el jurásico superior hasta el cuaternario reciente.

La actividad sísmica de la zona es manifestación de tectonismo que se desarrolla a lo largo del margen pacífico y oriental de la cordillera de los andes.

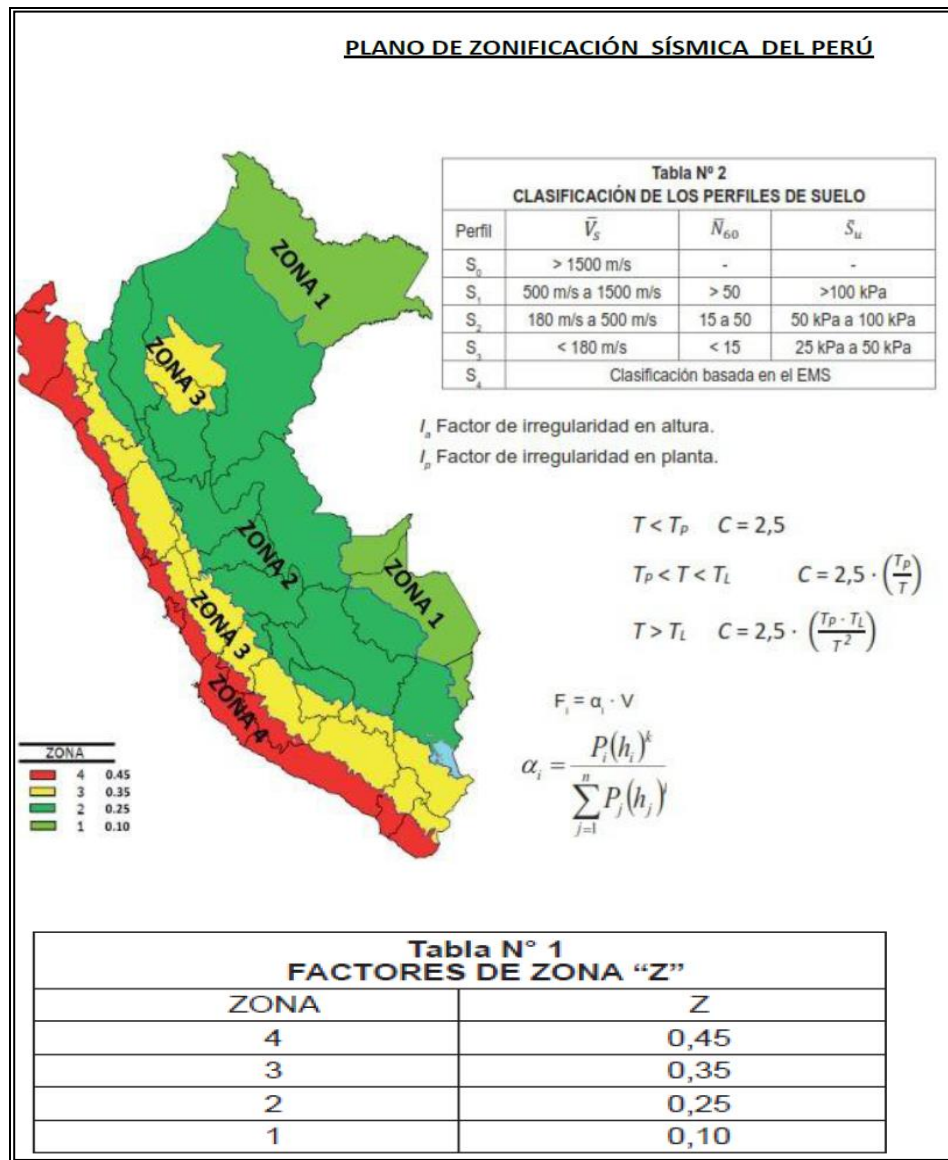
Según Gutenberg Richter los focos superficiales (0 - 62 km.) bordean la región costera y el flanco occidental de la cordillera de los Andes, incrementándose con algunas de profundidad intermedia (65 – 300 km). De acuerdo a la publicación del instituto de geología y minería correspondientes al Dr. Enrique Silgado Ferro, Las vibraciones producidas por un sismo se transmiten a partir de su origen a través de las rocas de la corteza terrestre.

En un lugar del pacifico, las vibraciones que llegan al basamento rocoso son a su vez transmitidas hacia la superficie a través de los suelos existentes en el lugar. En el presente estudio para determinar la sismicidad del lugar se han analizado las aceleraciones procedentes de los mapas de aceleraciones máximas en la roca para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50, 100 años, propuestas por Casaverde y Vargas (1980).

Los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de alta sismicidad. Los sismos en la zona de estudio están asociados al fenómeno de subducción de la Placa de Nazca con la placa sudamericana, originando sismos de profundidad epicentral de naturaleza superficial e intermedia principalmente.

Se clasifican los suelos en cuatros grupos por tipo de suelo de cimentación por el periodo predominante T_s de la estratigrafía. Los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de sismicidad alta definida. 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: características suelos perfil tipo S2 (suelos intermedios).

Fig. N° 17: Clasificación de perfiles de suelo y factores de zona



Nota. Tomado de Norma Técnica E.030 "Diseño sismorresistente" por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, El Peruano.

Dentro de la zonificación sísmica del Perú, el Departamento de Ica, está ubicado en la zona 4 de alta sismicidad. Además de esto la Provincia de Ica, tiene en su territorio zonas de alta peligrosidad sísmica cuya intensidad puede llegar a la escala IX de Mercalli.

La geodinámica externa estudia la acción de los agentes atmosféricos externos: viento, aguas continentales, mares, océanos, hielos, glaciares y gravedad, sobre la capa superficial de la Tierra; fenómenos éstos que van originando una lenta destrucción y modelación del paisaje rocoso y del relieve,

y en cuya actividad se desprenden materiales que una vez depositados forman las rocas sedimentarias. Igualmente, los efectos resultantes sobre las formas del relieve, evolución y proceso de modelado, es investigado por la Geomorfología.

En la zona estudiada la precipitación pluvial es considerable en la estación de verano. Es conveniente hacer notar que las mayores precipitaciones pluviales registradas provienen principalmente de la condensación de nubes procedentes del océano del pacífico durante la ocurrencia del fenómeno natural conocido como “fenómeno del niño”.

5.1.3 GENERALIDADES

5.1.3.1 EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

En la presente tesis, se realizará el análisis sismorresistente y diseño estructural de una edificación en concreto armado destinado para institución Educativa Primaria, ubicado en el Distrito de la Tinguña, Provincia de Ica, Departamento de Ica, sobre un suelo de perfil tipo S2 cuya capacidad portante es de 1.05 Kg/cm² para zapatas cuadradas.

Se considera una estructura en base dos sistemas bien definidos; en la dirección X (PORTICOS) y en la dirección Y (ALBAÑILERIA CONFINADA). El terreno sobre el cual se edificara el proyecto consta de un área total de 943.80m² En la figura se muestra la planta de arquitectura del edificio.

Fig. N° 18 Primer nivel

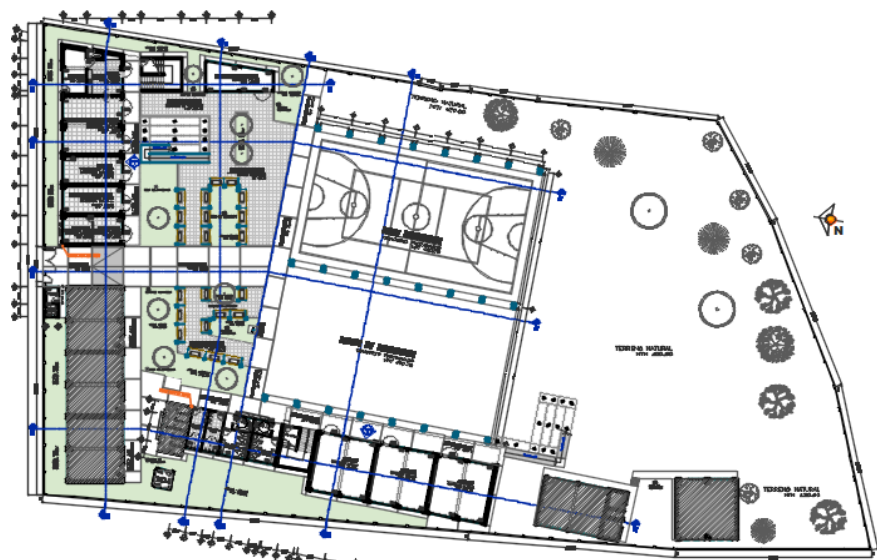
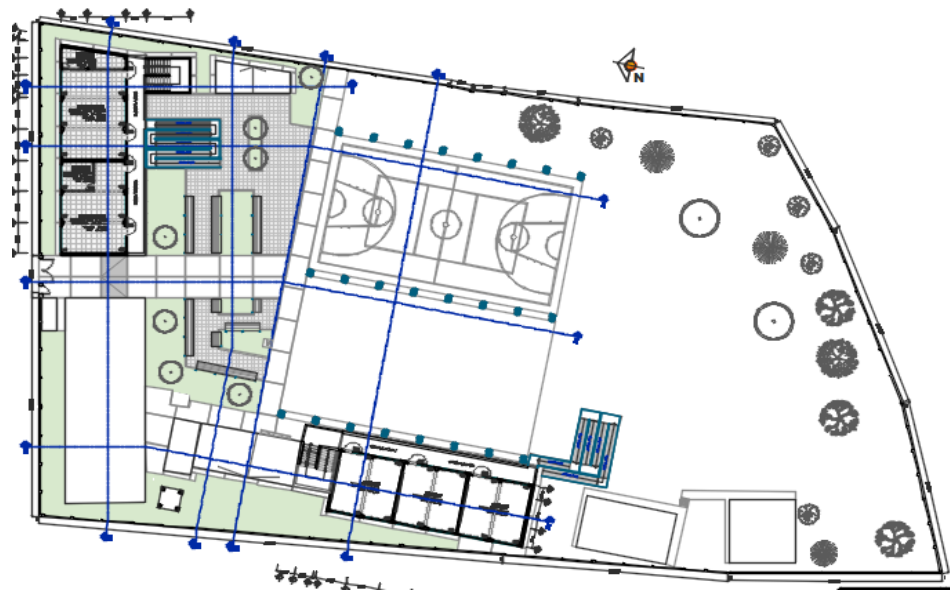


Fig. N° 19: Segundo Nivel



La distribución de ambientes en los dos módulos es de la siguiente manera:

- a. El primer Módulo estará destinado a aulas de clases y servicios higiénicos
- b. El segundo módulo se construirá ambientes administrativos, servicios higiénicos y otros servicios requeridos por la institución.

5.1.3.2 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizaron para el análisis estructural del edificio y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, cumplen con la Norma Técnica de Edificaciones E0.20 Cargas y con la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismo resistente.

Se consideraron tres tipos de cargas:

1. **Carga Muerta (CM):** Estima el peso real de los materiales que componen la construcción, dispositivos de servicio y grupos, tabiques y otros recursos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio. Los pesos unitarios de los materiales se obtuvieron del Anexo 1 de la Norma Técnica E.020.
2. **Carga Viva (CV):** Es el peso eventual de todos los ocupantes, materiales y elementos movibles soportados por la edificación. También llamada sobrecarga, se calcula como una carga uniformemente distribuida basándose en un peso unitario por m² proporcionado por la Norma Técnica E.020.

3. **Carga de Sismo (CS):** Es la carga que se genera debido a la acción sísmica sobre la estructura. Para calcular los esfuerzos que estas cargas producen en la estructura se ha utilizado el programa ETABS.

5.1.3.3 METODO DE DISEÑO

Los elementos de concreto armado se diseñaron con el Diseño por Resistencia, o Diseño a la Rotura. Lo que se pretende es proporcionar a los elementos una resistencia adecuada según lo que indique la Norma Técnica E.060, utilizando factores de cargas y factores de reducción de resistencia. Primero se obtiene de un metrado las cargas de servicio, las cuales se amplifican mediante los llamados factores de carga. Luego se aplica las siguientes combinaciones de cargas:

$$U = 1.40 \times CM + 1.70 \times CV$$

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

$$U = 0.9 \times CM \pm CS$$

Donde:

U: resistencia requerida o resistencia última

CM: carga muerta

CV: carga viva

CS: carga de sismo

Estas combinaciones se encuentran especificadas en Norma E.060, acápite 10.2.1 y de esta manera se está analizando la estructura en su etapa última. La resistencia de diseño proporcionada por un elemento deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado) multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia, según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento. Estos factores de reducción de resistencia se indican en la Norma E0.60 acápite 10.3.2. Algunos de estos son:

Flexión: 0.90

Cortante: 0.85

Flexo compresión: 0.70

En resumen:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida (U)

Resistencia de Diseño = ϕ Resistencia Nominal

5.1.3.4 MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales a utilizados en la construcción de los elementos estructurales son:

1. Concreto Armado: para este edificio se utilizó:

- Resistencia a la compresión: $f'c = 210\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 15,100 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2 = 218,8191\text{kg/cm}^2$

2. Acero de Refuerzo: Las principales propiedades de estas barras son las siguientes:

- ✓ Límite de Fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Elasticidad: $E_s = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$

5.1.3.5 NORMAS EMPLEADAS

El análisis y diseño estructural se realizó conforme se indica en las siguientes normas, contenidas en el Reglamento Nacional de Construcciones y ACI:

- *Norma Técnica de Edificación E.020, "Cargas"*
- *Norma Técnica de Edificación E.030, "Diseño Sismo resistente"*
- *Norma Técnica de Edificación E.050, "Suelos y Cimentaciones"*
- *Norma Técnica de Edificación E.060, "Concreto Armado"*
- *Norma Técnica de Edificación E.070, "Albañilería"*
- *American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)*

5.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

5.1.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto educativo consta de dos (02) pabellones de 02 Niveles cada uno, destinados para el uso según se ilustra en los planos de arquitectura y detalla a continuación:

Pabellón N° 01: AREAS EDUCATIVAS

1° NIVEL	2° NIVEL
Aula 01	Aula 04
Aula 02	Aula 05
Aula 03	Aula 06

Fig. N° 20: Pabellón N°01

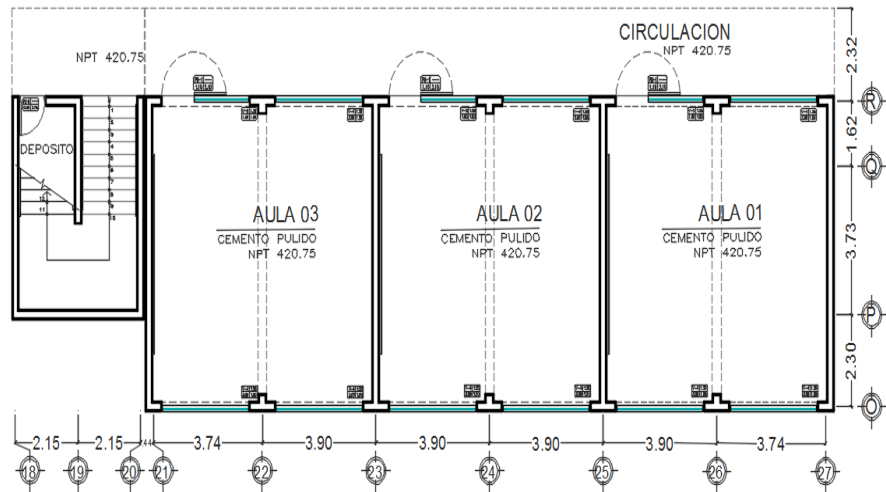
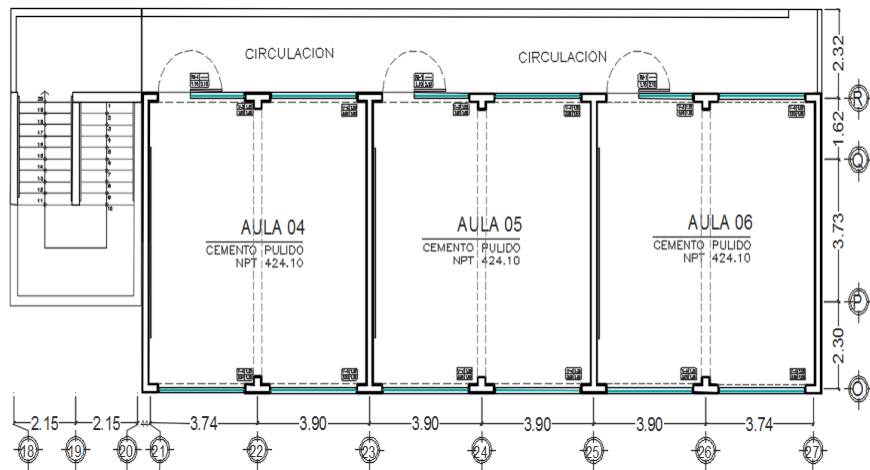


Fig. N° 21: Pabellón N°02



1° NIVEL

- Dirección
- Secretaria
- Sala de Docentes
- Tópico
- Comedor
- Cocina
- Almacén

2° NIVEL

- Videoteca
- Biblioteca
- Depósito de Videos
- Depósito de Libros

Fig. N° 22: 1er Nivel

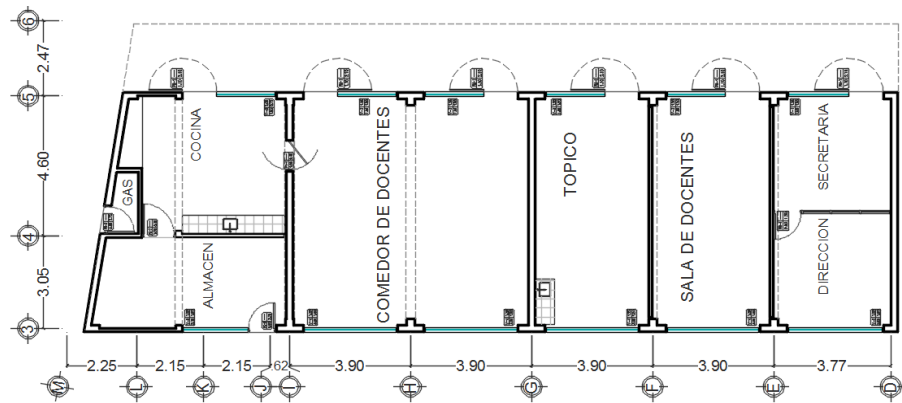
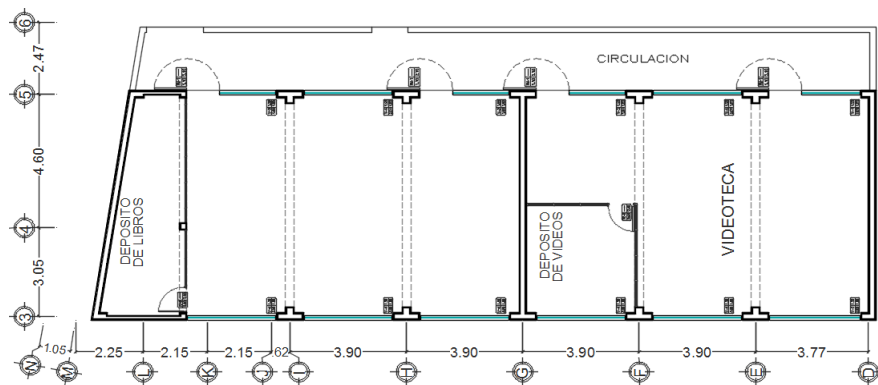


Fig. N° 23: 2do Nivel



Se realizará el diseño estructural que consiste en determinar las dimensiones de los elementos estructurales, los desplazamientos máximos permisibles y la cantidad de acero de refuerzo que se requiera para soportar los esfuerzos a los que estará sometida la estructura. Las dimensiones del terreno con que se cuenta para edificar la estructura se presentan en el plano de planta general que se muestra en el plano de arquitectura.

5.1.4.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Los pabellones serán diseñados en concreto armado porque se combinan la buena resistencia a la compresión por parte del concreto y a la tracción por parte del acero corrugado, propiedades que permitirán un buen comportamiento de la estructura ante las sollicitaciones que se presenten durante su vida útil. Se optó por una configuración regular en planta, para evitar la irregularidad geométrica vertical por discontinuidad en los sistemas resistentes.

Ambos pabellones tendrán una configuración estructural basada en elementos estructurales verticales (columnas de concreto armado), de secciones Tée, Ele; y de elementos estructurales horizontales (vigas peraltadas de concreto armado); ambas configuraciones adoptadas en la dirección más larga. En dirección corta se considerará la configuración estructural basada en muros de albañilería confinada (ladrillos de arcilla). Dichas configuraciones adoptadas se realizaron para controlar los desplazamientos y rigidizar los pabellones.

5.1.4.3 SISTEMA ESTRUCTURAL

Existen dos pabellones principales que tienen una configuración independiente en cada dirección, es decir en la dirección longitudinal será ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO (Pórticos - Eje X) y en la dirección transversal se tienen ESTRUCTURA DE ALBAÑILERIA (Muros de Albañilería Confinada - Eje Y). Los muros de albañilería en el eje X, no contribuirán a la rigidez lateral de la edificación, estando aisladas de las columnas con tecnopor.

El pabellón N° 01 (AREAS EDUCATIVAS) contará con 4 ejes en la dirección longitudinal "X" y 7 ejes en la dirección transversal espaciados casi a una misma distancia como se indica en el plano de planta, las vigas principales se ubicaran sobre el eje de las ordenadas, y las vigas secundarias se ubican sobre el eje de las abscisas.

El pabellón N° 02 (AREAS ADMINISTRATIVAS) contará con 4 ejes en la dirección longitudinal "X" y 8 ejes en la dirección transversal espaciados casi a una misma distancia como se indica en el plano de planta, las vigas principales se ubicarán sobre el eje de las ordenadas, y las vigas secundarias se ubican sobre el eje de las abscisas.

5.1.4.4 PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Como la estructura se diseñará en concreto armado debemos definir algunas propiedades y parámetros de estos materiales.

Resistencia a la compresión del concreto (F'_c)

El Reglamento Nacional de Edificaciones indica que la resistencia a la compresión del concreto, para elementos que resisten fuerzas de sismo, no será

menor que 210 kg/cm². Teniendo en cuenta esta limitación la estructura se diseñara con una resistencia de 210 kg/cm².

Esfuerzo de fluencia del acero (Fy)

El Reglamento indica que la calidad de este no excederá de lo especificado para acero Grado 60 cuyo esfuerzo de fluencia es de 4200 kg/cm².

Módulo de Elasticidad (E)

La Norma E.060 “Concreto Armado” indica que el módulo de elasticidad podrá tomarse como:

- Módulo de Elasticidad del Concreto (Ec)

$$Ec = 15,000 * \sqrt{f'c} \quad \dots\dots \text{según (8.5.2 Norma E.060)}$$

- Módulo de Elasticidad del Acero (Es)

$$Es = 200,000 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{según (8.5.5 Norma E.060)}$$

$$Es = 2,039,432.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

Ec: Modulo de elasticidad del concreto

Es: Modulo de elasticidad del acero

f'c : Resistencia a la compresión del concreto

Peso y masa del concreto armado

El concreto armado tiene un peso volumétrico de 2400 kg/m³ y una masa por unidad de volumen de 245 kg-seg²/m/m³.

Módulo de Poisson

El valor de este parámetro para el concreto es de 0.15

Coefficiente de dilatación térmica del concreto

El concreto se cambia de volumen con el incremento de temperatura y se contrae con su disminución. Su valor oscila entre 9.2 E-6/°C y 12 E-6/°C para temperaturas entre -15°C y +50°C. El reglamento recomienda un valor de 1 E-5/°C.

5.1.4.5 ALTURA DE ENTREPISOS

El edificio tendrá una altura de NPT a NTT de 3.35 m. La altura del primer Nivel para el cálculo estructural se tomará desde la parte superior de la zapata hasta el eje de la viga. Entonces la altura del primer nivel es:

En la gráfica mostrada se puede apreciar que los paños conformados son rectangulares y calculando la relación de luz libre mayor entre luz libre menor ($7.44/3.67=2.03$); concluyendo que la losa será unidireccional.

Para determinar el predimensionado de losa; es decir su espesor se utilizará la siguiente fórmula:

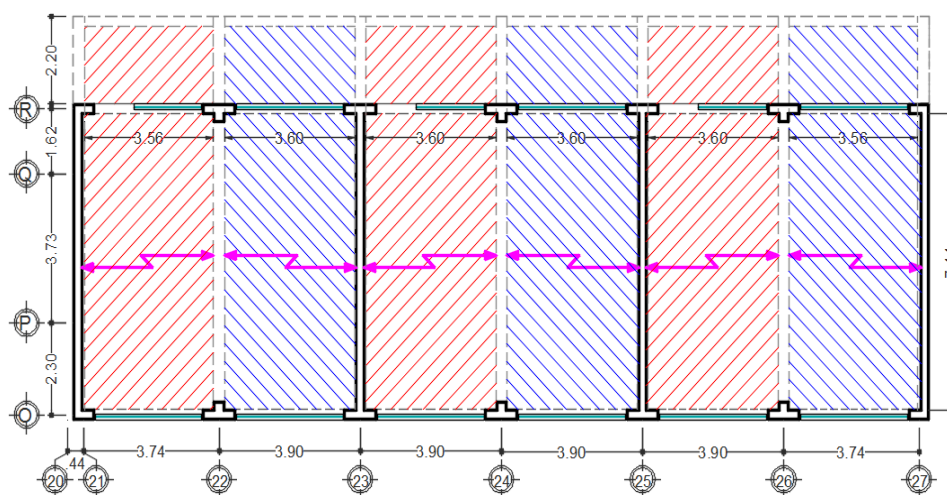
$$h \geq L/20 \quad \text{ó} \quad h \geq L/25$$

Donde:

h : Espesor total de la losa

L : Luz libre mayor del paño considerado

Fig. N° 25: Dirección de aligerado y longitud de paños



En el R.N.E. en la NTE E.060 en su acápite 9.6.2.1 sobre el control de deflexiones en elementos armados en una dirección sometidos a flexión, muestra que no va a ser primordial comprobar la deflexión de la losa, se cumple con los valores mínimos de peralte que se indican en la tabla 9.1 de dicho acápite.

$$h \geq L/20$$

$$h \geq 3.67/20 = 0.1835 \text{ m}$$

Las losas aligeradas en una dirección serán con ladrillo de arcilla y teniendo presente que los ladrillos vienen con medidas estándares de 12, 15, 20 y 25 cm. por lo cual se utilizará ladrillo de 15 cm más la losa de 5 cm que va encima del ladrillo, se tendría un espesor de losa de 20 cm.

5.1.5.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas se dimensionan principalmente tomando en cuenta un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre; debería aclararse que esta elevación incluye el espesor de la losa del techo o piso. El ancho es menos fundamental que el peralte, logrando variar entre 0.30 a 0.50 m. La Norma Peruana de Concreto Armado sugiere que las vigas tienen que tener un ancho mínimo de 25 cm. para que estas formen parte de pórticos sismorresistente de estructuras de concreto armado.

Después de lo expuesto podemos efectuar el redimensionamiento usando la siguiente recomendación práctica:

Peralte de viga

Para vigas principales $h = L / 12$

Ancho de la viga

Para vigas interiores $b = B / 20$

Para vigas exteriores $b = B * 1.20 / 20$

Donde:

h: Altura total de la viga en metros

L: Luz libre medida a los ejes de los apoyos en metros

b: Ancho de viga en metros

B: Ancho tributario de la viga en metros

EJE	VIGA	LUZ LIBRE (M)	USAR H (M)	ANCHO TRIB (M)	B (M)	USAR B (M)
21;27	VP100-2	7.4	0.6	1.82	0.11	0.3
	VP100-1	7.4	0.6	1.82	0.11	0.3
22;24;26	VP101-2	7.4	0.6	3.95	0.2	0.3
	VP101-1	7.4	0.6	3.95	0.2	0.3
23;25	VP102-2	7.4	0.6	3.86	0.19	0.3
	VP102-1	7.4	0.6	3.86	0.19	0.3
O	VP103-2	3.4	0.3	1	0.06	0.3
	VP103-1	3.4	0.3	1	0.06	0.3
R	VP104-2	3.4	0.3	1	0.05	0.3
	VP104-1	3.4	0.3	1	0.05	0.3

5.1.5.3 PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNAS

El problema no es sencillo si se estima que hay cargas y momentos producidos por las cargas de gravedad y por las cargas horizontales de movimiento sísmico. Normalmente para edificios aporricados, los momentos

de sismo son siempre mayores a los de carga de gravedad. Por otro lado, en la actualidad, la mayor parte de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo que posibilita minimizar de manera significativa los momentos en las columnas debidas a un movimiento sísmico. La Norma Peruana de concreto armado indica que para columnas resistan fuerzas de sismo, el ancho mínimo será de 25 cm y la sección transversal de la columna no será menor que 0.40. Basándonos en todo lo indicado, para un edificio que tenga muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas según su localización tienen la posibilidad de dimensionar suponiendo un área igual a:

- Columna en esquina: $b \times d = \underline{1.50 \times P}$
 $0.20 \times f'c$
- Columna lateral $b \times d = \underline{1.25 \times P}$
 $0.25 \times f'c$
- Columna central $b \times d = \underline{1.10 \times P}$
 $0.30 \times f'c$

Donde:

b: Lado mayor de la columna

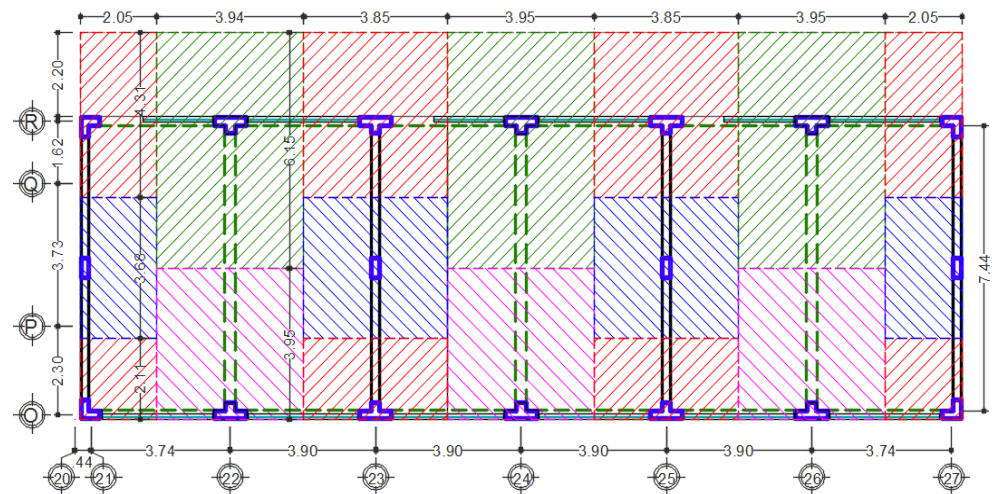
d: Lado menor de la columna

P: Peso total de columna igual área tributaria por carga de servicio

A: Área tributaria de la columna

w: Carga de servicio en todos los niveles sobre la columna

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto



5.1.5.4 PREDIMENSIONAMIENTO MUROS DE ALBAÑILERÍA

El predimensionado de los muros de albañilería están basado en su espesor efectivo (t); el cual se determina con la formula indicada en el artículo 19 inciso 19.1 de la norma E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Dicha fórmula es la siguiente:

$$t \geq h / 20 \quad \text{Para zona sísmica 3 y 4}$$

$$t \geq h / 25 \quad \text{Para zona sísmica 2 y 1}$$

Donde:

t = espesor del muro

h = altura del muro

5.1.6 METRADO DE CARGAS

5.1.6.1 CARGAS

El Reglamento Nacional de Construcciones clasifica las cargas en: muertas, vivas, sismo, viento, empuje del suelo, etc. y plantea expresiones para calcular la carga última de diseño. En este proyecto trataremos las cargas muertas, vivas y las cargas de sismo que actúa en la estructura.

5.1.6.2 ZONA CONTRIBUYENTE DE PISO

Para establecer el porcentaje de carga viva, se determinará de la siguiente manera la zona contribuyente de piso:

- Para el diseño de losas sólidas o nervadas, de una o dos direcciones, el producto del lado más corto y de un ancho igual a la mitad del lado más corto.
- Para el diseño de losas sin vigas, la mitad del área del paño.
- Para el diseño de vigas o tijerales que se apoyan en columnas, el área cargada que está directamente soportada por la viga o tijeral.
- Para el diseño de pisos con viguetas y elementos múltiples similares que descansan en vigas o tijerales, o para el diseño de estructuras menores alrededor de aberturas, dos veces el área cargada soportada, pero no más que el área del paño total.

5.1.6.3 ALTERNANCIA DE CARGAS

El Reglamento Nacional de Edificaciones, así como el código del ACI, recomiendan que las cargas de gravedad se podrían combinar según lo siguiente:

- Para hallar el mayor momento negativo sobre un apoyo se debería tener en cuenta que la carga muerta se aplica sobre el elemento y la carga viva en los tramos adyacentes al apoyo.
- Para establecer los máximos momentos positivos en el interior de un tramo se debería considerar que la carga muerta actúa a lo largo del miembro y la carga viva en el tramo y los tramos alternos vecinos.

5.1.6.4 PESOS UNITARIOS

A continuación, se muestra el peso unitario de algunos materiales importantes:

Albañilería de :	
Adobe	1600
Unidades de arcilla cocida solidas	1800
Unidades de arcilla cocida hueca	1350

Concreto simple	
Cascote de ladrillo	1800
Grava	2300
pomez	1600
Concreto armado	Añadir 100 al peso del concreto simple

Enlucido o revoque de :	
Mortero de cemento	2000
Mortero de cal y cemento	1850
Mortero de cal	1700
Yeso	1000

5.1.6.5 METRADO DE CARGAS PARA LOSA ALIGERADA

El ancho contribuyente para el metrado de cargas es de 0.40 m, esto significa que la carga total por metro cuadrado obtenida, tanto muerta como viva, se multiplicara por este ancho que es el que soporta una vigueta.

El peso propio de la losa aligerada varía según el espesor de la losa y la carga viva varía según el uso de a la edificación. Para la tabiquería, si esta estuviese presente, se considerará como carga muerta y se calculará según lo indicado en el punto referente a carga muerta. Para facilitar el trabajo se han utilizado hojas de cálculo las cuales se adjuntan.

ESPEJOR DE LOSA	PESO (kg/m ²)
17	250
20	300
25	350
30	420

5.1.6.6 METRADO DE CARGAS PARA VIGAS

Para el metrado de cargas de las vigas principales se adopta que la zona de influencia es la mitad de la luz libre de la losa que se apoya en ella. Con esta zona de influencia se calcula la carga por metro lineal que actúa en la viga tanto muerta como viva. Debemos tener presente que la carga muerta será el peso de la losa, su acabado y la tabiquería que esta soporte, así como el peso propio de la viga, su acabado y la tabiquería que soporte.

Asimismo, se indica que, en las vigas secundarias, absorben parte de la carga existente en la losa, ya que existe monolitismo al vaciarse ambos elementos en el mismo instante, para contemplar este efecto se acostumbra utilizar un ancho tributario igual a $4t$ (t =espesor del aligerado), o también se utiliza una franja tributaria igual a 1.00 metro lineal, para las vigas en mención. También debe considerarse el peso de los tabiques que la viga secundaria pudiera soportar. En el trabajo se utiliza el ancho tributario de 1.00 metro para el cálculo de la carga muerta y viva.

5.1.6.7 METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS

Para obtener el metrado de la carga axial en las columnas, se trabaja con áreas de influencia que provienen de subdividir los tramos de cada viga en partes iguales. De esta forma la carga muerta y viva se obtiene de multiplicar esta zona tributaria por los pesos propios de la losa, vigas, acabados y sobrecarga.

A las cargas existentes en el área de influencia deberá agregarse las que bajan directamente a través de las columnas, tales como su peso propio y otras cargas difíciles de metrar directamente, como son por ejemplo, los tabiques ubicados en las partes intermedias de la losa.

Las cargas provenientes de la losa (peso propio, acabados, sobrecarga, etc.) es el producto de la multiplicación de su magnitud en (Kg/m^2) por el área de influencia, mientras tanto, las cargas que actúan de manera directa en las vigas (peso propio, parapetos, tabiques, etc.) se obtienen multiplicando su magnitud por la longitud de influencia.

5.1.6.8 METRADO DE CARGAS PARA MUROS PORTANTES

El metrado de cargas en estos elementos es similar que en el de columnas.

5.1.6.9 METRADO DE CARGAS PARA CIMENTACION

Las cimentaciones soportaran el peso de la sobrecarga del primer nivel, así como el peso del piso de concreto y del suelo que pudiese existir sobre la cimentación.

5.1.7 DISEÑO SISMORRESISTENTE

En el presente capítulo de Diseño Sismorresistente, aplicaremos el cumplimiento de la nueva modificación de la norma técnica E.030 aprobada por resolución ministerial N° 355 – 2018 – VIVIENDA y con fecha 22 de octubre.

5.1.7.1 ZONIFICACIÓN SISMICA

Según la Norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), considera el territorio peruano dividido en 4 zonas sísmicas, asignándole a cada una un factor de zona (z) el cual se interpreta como la aceleración máxima en base rocosa que tiene 10 % de probabilidades de ser excedida en 50 años. Para el edificio en estudio, ubicado en la ciudad de Ica, le corresponde el factor $z = 0.45$.

Fig. N° 26: Zonificación sísmica



Tabla N° 4: Factores de zona "Z"

Factores de zona "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

5.1.7.2 CONDICIONES GEOTECNICAS

Perfiles de Suelo

Según la Norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), para los suelos predominantemente granulares, se calcula N60 considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos

granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo. Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de (S_u) para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible. Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

- a. Perfil Tipo S_0 : Roca Dura
- b. Perfil Tipo S_1 : Roca o Suelos Muy Rígidos
- c. Perfil Tipo S_2 : Suelos Intermedios
- d. Perfil Tipo S_3 : Suelos Blandos
- e. Perfil Tipo S_4 : Condiciones Excepcionales

Parámetros de Sitio (S_i , T_P y T_L)

Según la Norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las Tablas N° 3 y N° 4.

5.1.7.3 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA

Para el presente trabajo se considero las expresiones dadas por el reglamento nacional de edificaciones norma E 0.30 donde T es el periodo de acuerdo al numeral 4.5.4, en conformidad con el numeral 4.6.1.

5.1.7.4 CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES

Según la norma E0.30 condiciona que para nuestra estructura le corresponde una categoría de factor de uso igual a 1.5 por tratarse de una edificación esencial de clase A (instituciones educativas)

5.1.7.5 REGULARIDAD ESTRUCTURAL

En este apartado la norma no exige multar por un factor de reducción

al coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R), aquellas estructuras que presenten irregularidades en planta y en altura, tratándose de una institución educativa con elementos estructurales distribuidos de forma regular le corresponde un $I_p = 1$ y $I_a = 1$

5.1.7.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES

El sistema estructural que corresponde a la presente edificación son los siguientes:

- Para el eje X son pórticos de concreto armado
- Para el eje Y son muros de albañilería armada o confinada.

5.1.7.7 CATEGORIA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

Nuestra edificación está conformada por sistema de pórticos de concreto armado en una dirección y en la otra muros de albañilería confinada por lo que concuerda con la Norma E.030 en la Tabla N° 6 en el que nos indica el tipo de sistema estructural a usar por ser una edificación de tipo A2 y además por encontrarse en una zonificación 4

5.1.7.8 PESO DE LA EDIFICACION

Según la Norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), para determinar el peso de la estructura se considera la sumatoria de la carga muerta más un porcentaje de la carga viva de acuerdo a la categoría a la que corresponda, detallándose de la siguiente manera:

- a. En edificaciones con categoría A y B se toma la mitad de carga viva total.
- b. En edificaciones con categoría C se deberá tomar la cuarta parte de la carga viva
- c. En depósitos el 80 por ciento del peso total que es posible almacenar
- d. En azoteas y techos en general se tomará la cuarta parte de la carga viva
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará toda carga que puede contener.

5.1.7.9 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Según la Norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018)

$D = 0,75 R$ donde D : desplazamiento lateral

Por tratarse una estructura regular.

5.1.8 APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS V9.7.4

5.1.8.1 ANÁLISIS DE ESTRUCTURA CON EL SOFTWARE ETABS 9.7.4

La utilización de este programa es para realizar el cálculo del desplazamiento lateral de la estructura y hacer las correcciones para que se comporte de mejor manera ante este análisis.

Antes de iniciar debemos tener en cuenta lo siguiente:

- Defina las dimensiones entre ejes y la altura de los entrepisos de la estructura.
- Decida el espesor de la losa. Pre dimensiones de vigas y columnas. Defina ubicaciones y dimensiones de placas.
- Estime los pesos de cada nivel y defina parámetros para el análisis sísmico. Determine las fuerzas estáticas equivalentes a las acciones sísmicas y las excentricidades accidentales.

5.1.8.2 PASOS A SEGUIR PARA MODELAMIENTO DE LA EDIFICACION

Se modelaron 2 pabellones de edificación, los cuales fueron considerados por nosotros los más importantes y relevantes; además de designarles a cada uno de ellas una nomenclatura que a continuación se menciona:

PABELLON 01 AULAS

PABELLON 02 ADMINISTRATIVAS

A continuación, se describe los pasos a seguir para el modelado de las edificaciones en el software ETABS:

1. Ingresar en el programa ETABS versión 9.7.4 y seleccionamos las unidades a trabajar ubicadas en la parte inferior derecha; para nuestro caso en KG-CM.

2. Existe dos opciones para comenzar el modelado de una edificación en el software ETABS 9.7.4:

Se configuro los tipos de materiales a utilizar en el modelo; siendo el mismo tipo de material para ambos pabellones

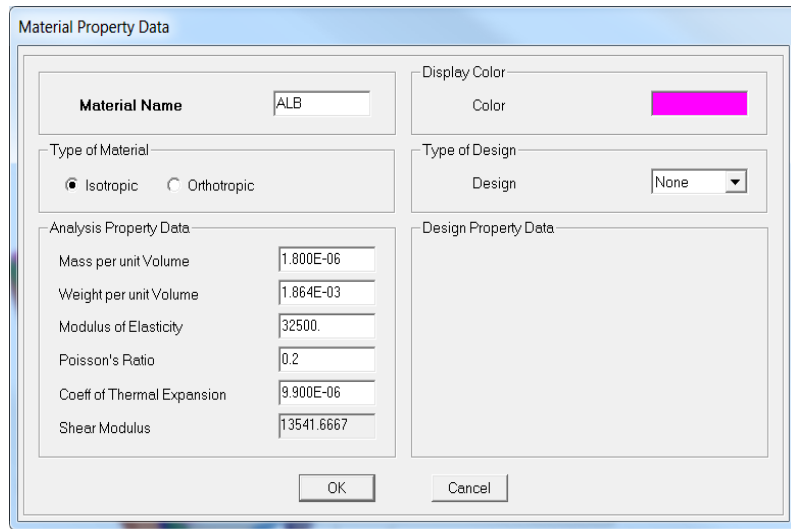
Fig. N° 31: Propiedades concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box. The 'Material Name' is 'C210'. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (2.400E-06), Weight per unit Volume (2.403E-03), Modulus of Elasticity (217370.651), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (90571.105). The 'Design Property Data (ACI 318-99)' section includes: Specified Conc Comp Strength, $f'c$ (210), Bending Reinf. Yield Stress, f_y (4200), Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} (4200), and a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked. The 'Display Color' is a bright green. Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

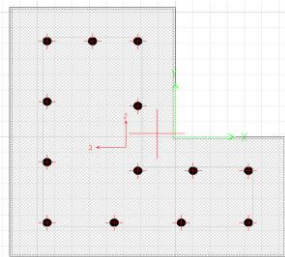
Fig. N° 32: Propiedades concreto $f'c=280\text{kg/cm}^2$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box. The 'Material Name' is 'C280'. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (2.400E-06), Weight per unit Volume (2.403E-03), Modulus of Elasticity (250998.008), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (104582.503). The 'Design Property Data (ACI 318-99)' section includes: Specified Conc Comp Strength, $f'c$ (280), Bending Reinf. Yield Stress, f_y (4200), Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} (4200), and a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked. The 'Display Color' is a bright cyan. Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

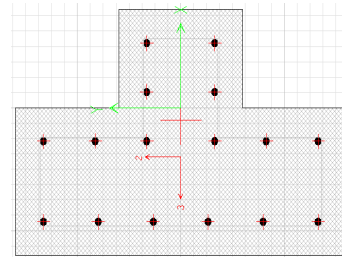
Fig. N° 33: Propiedades del material albañilería confinada



3. En el menú DEFINE, se crearon las secciones transversales de los elementos frames, además de los elementos áreas (walls y slab), para luego asignarlos. Siendo el mismo tipo de secciones para ambos pabellones



COLUMNNA L (ESQUINA)



COLUMNNA T (CENTRAL)

Fig. N° 34: Columna 24x50 (lateral)

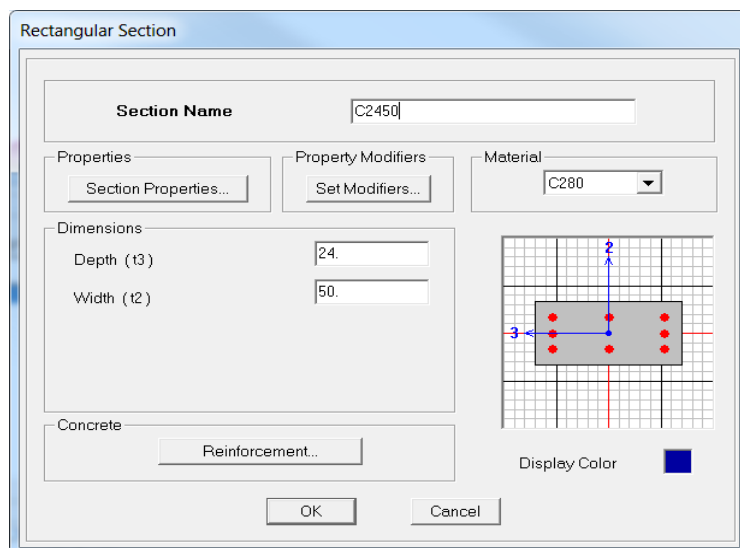


Fig. N° 35: Viga 30x50 (secundaria)

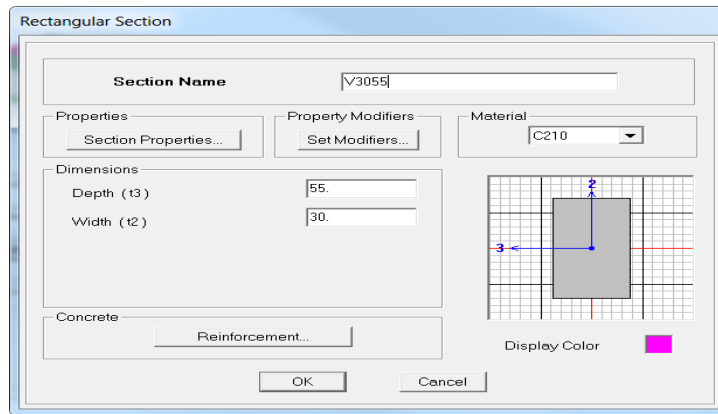
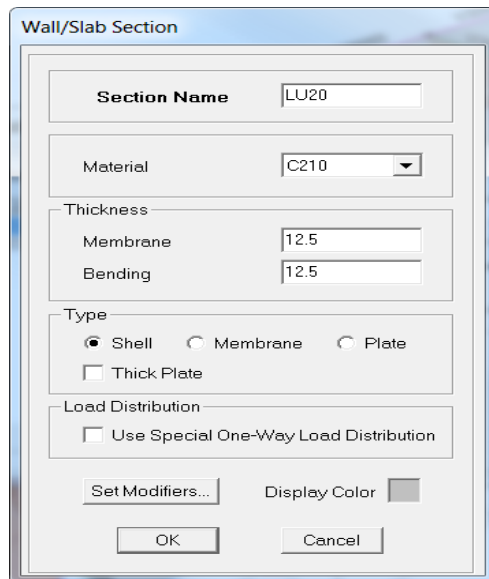
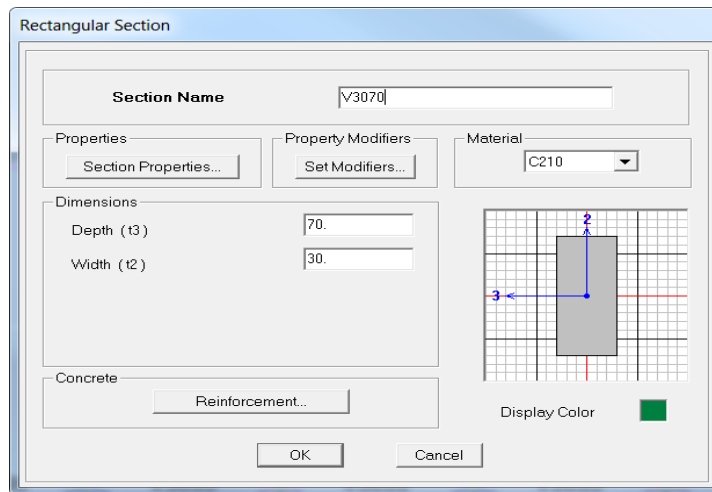
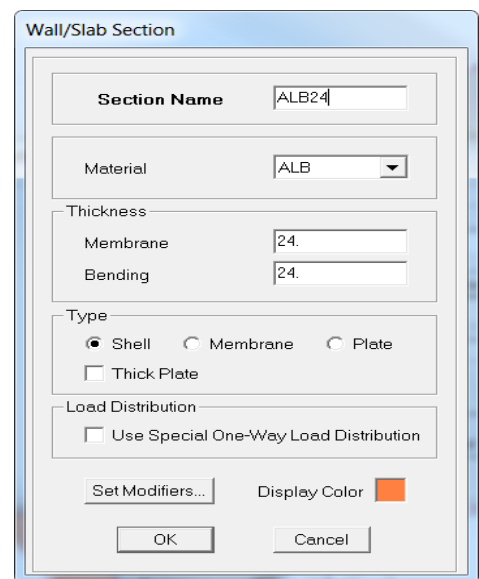


Fig. N° 36: Viga 30x70 (principal)



LOSA EQUIVALENTE



MURO CONFINADO

Fig. N° 37: Encofrado de techo de 2do nivel - Pabellón 01 (aulas)

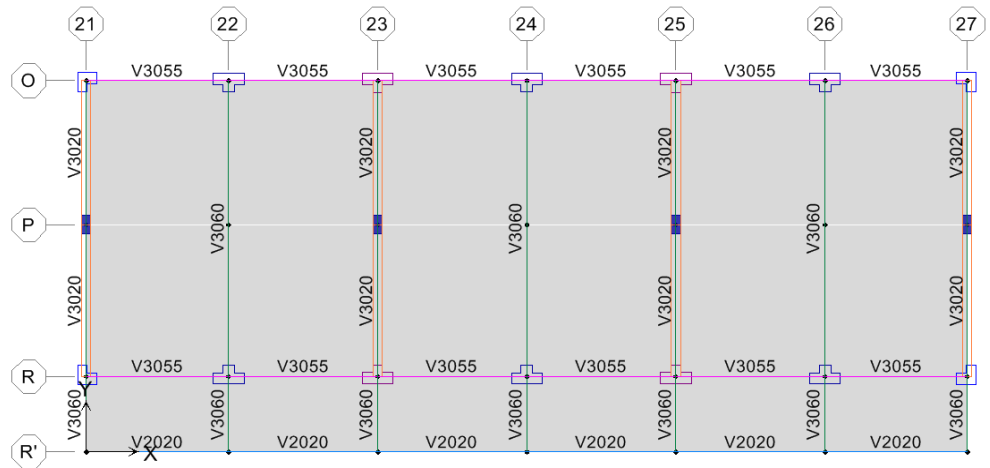


Fig. N° 38: Encofrado de techo de 1er nivel - Pabellón 01 (aulas)

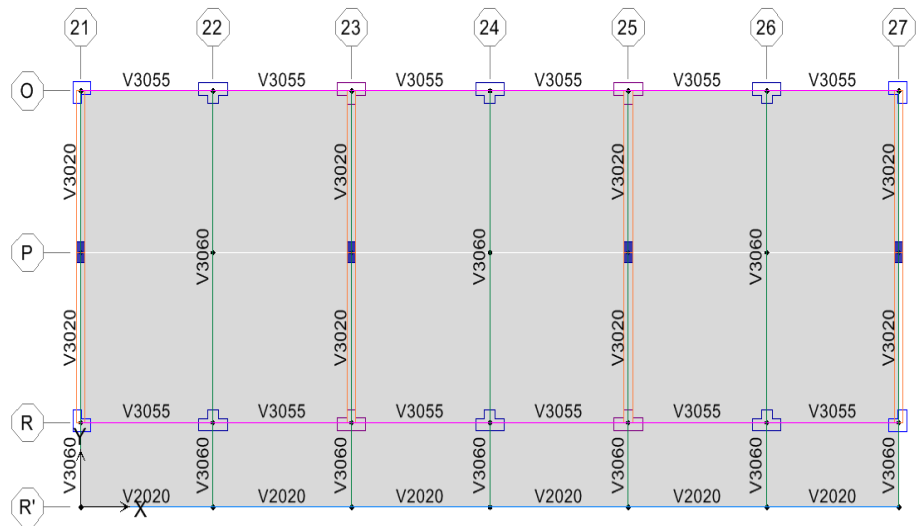


Fig. N° 39: Encofrado de techo de 2do nivel - Pabellón 02 (administrativas)

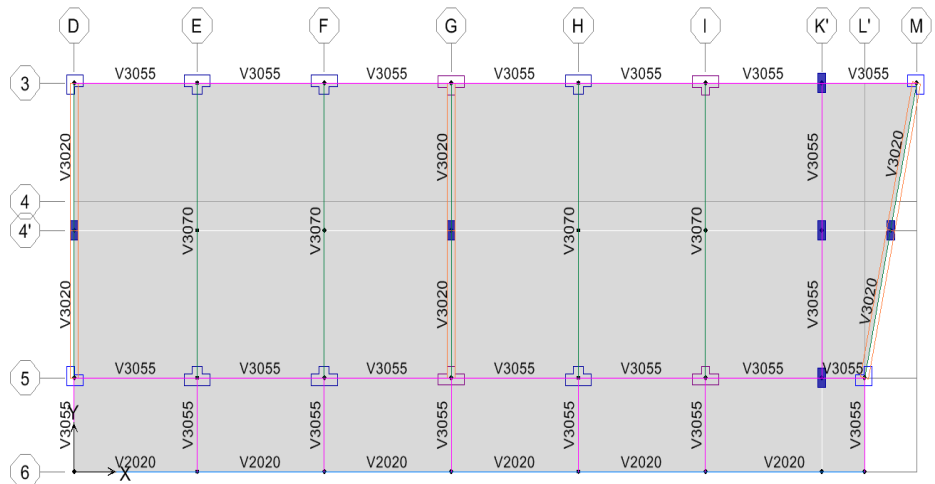


Fig. N° 40: Encofrado de techo de 1er nivel - Pabellón 02 (administrativas)

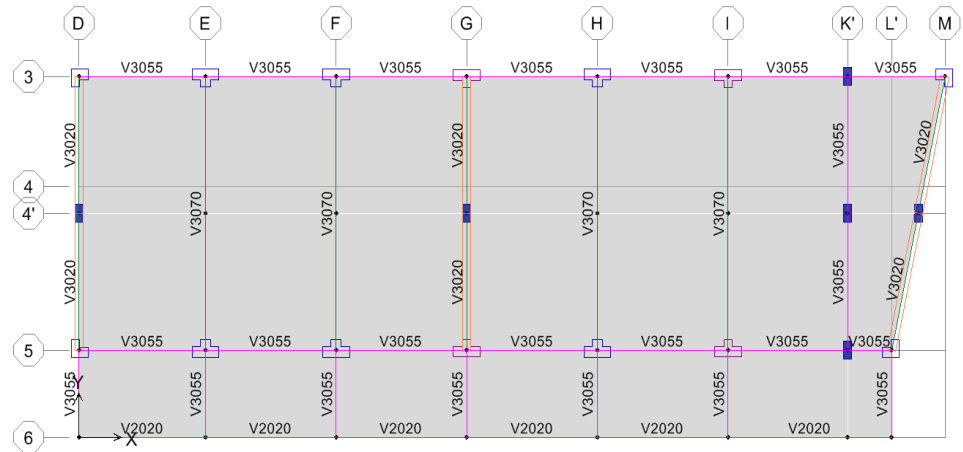


Fig. N° 41: Modelado Pabellón 1 - Aulas 3D

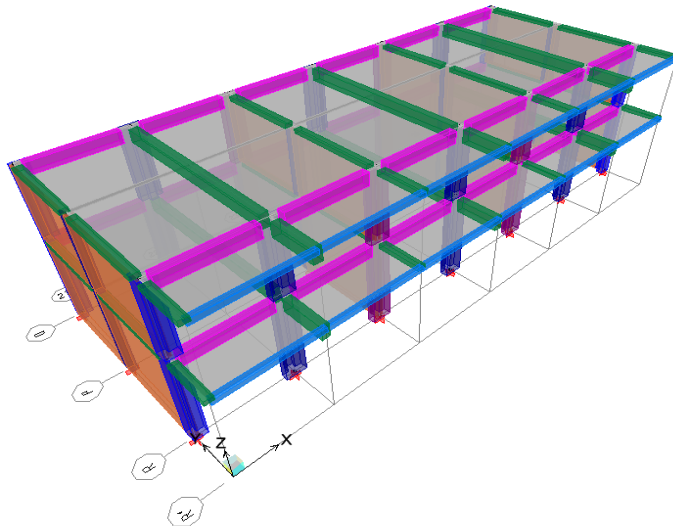


Fig. N° 42: Modelado Pabellón 1 - Aulas 3D vista frontal

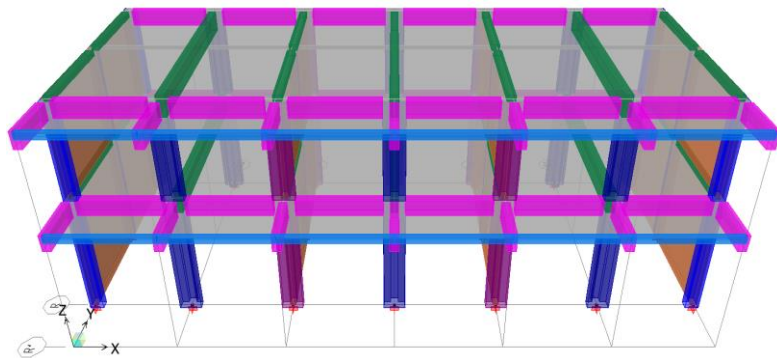


Fig. N° 43: Modelado Pabellón 2 - Administrativas 3D

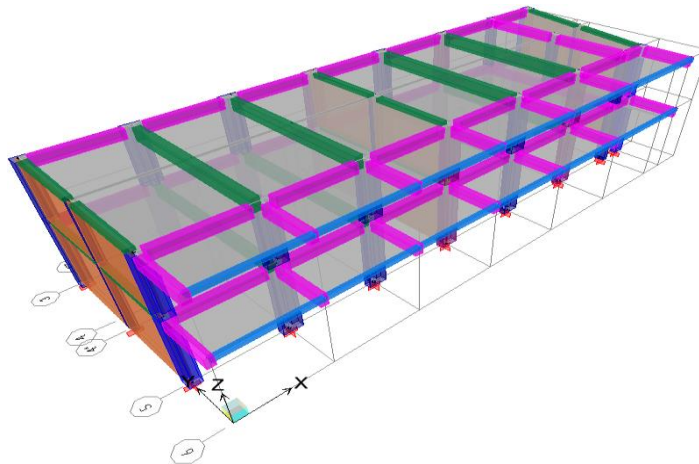
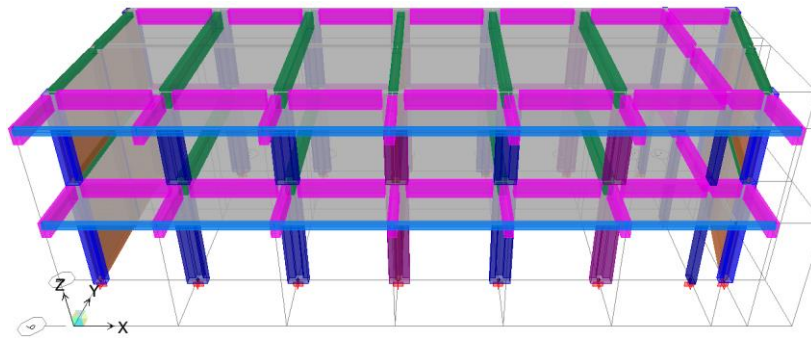


Fig. N° 44: Modelado Pabellón 2 - Administrativas 3D (vista frontal)



4. Se hace la creación de los estados de cargas (muertas, vivas y sismo) a utilizar en ambos pabellones, se va a menú Define y se seleccionó Static Load Case.

Fig. N° 45: Estados de cargas estáticas (muerta y viva) - Pabellón 1, 2

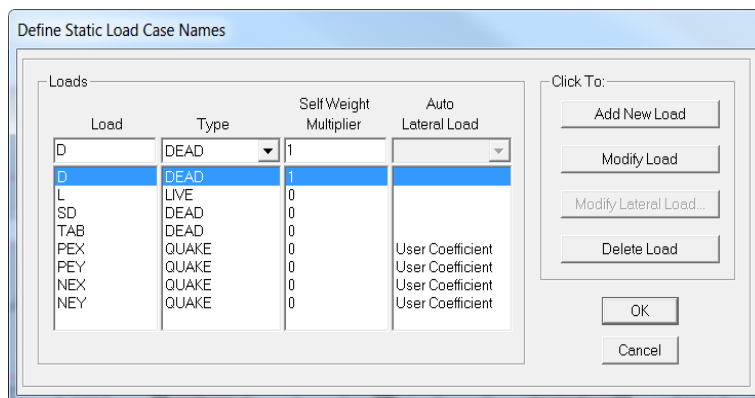


Fig. N° 46: Cargas estáticas de sismo en la dirección X - Pabellón 1

The dialog box is titled "User Defined Seismic Loading". It is divided into three main sections: "Direction and Eccentricity", "Factors", and "Story Range".

- Direction and Eccentricity:** Contains six radio button options: "X Dir", "Y Dir", "X Dir + Eccen Y", "Y Dir + Eccen X", "X Dir - Eccen Y", and "Y Dir - Eccen X". The "X Dir + Eccen Y" option is selected. Below these are a text input field for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" with the value "0.05" and an "Override Diaph. Eccen." button with the label "Override...".
- Factors:** Contains two text input fields: "Base Shear Coefficient, C" with the value "0.2215" and "Building Height Exp., K" with the value "1".
- Story Range:** Contains two dropdown menus: "Top Story" set to "STORY2" and "Bottom Story" set to "BASE".

At the bottom right of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Fig. N° 47: Cargas estáticas de sismo en la dirección Y - Pabellón 1

The dialog box is titled "User Defined Seismic Loading". It is divided into three main sections: "Direction and Eccentricity", "Factors", and "Story Range".

- Direction and Eccentricity:** Contains six radio button options: "X Dir", "Y Dir", "X Dir + Eccen Y", "Y Dir + Eccen X", "X Dir - Eccen Y", and "Y Dir - Eccen X". The "Y Dir + Eccen X" option is selected. Below these are a text input field for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" with the value "0.05" and an "Override Diaph. Eccen." button with the label "Override...".
- Factors:** Contains two text input fields: "Base Shear Coefficient, C" with the value "0.5906" and "Building Height Exp., K" with the value "1".
- Story Range:** Contains two dropdown menus: "Top Story" set to "STORY2" and "Bottom Story" set to "BASE".

At the bottom right of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Fig. N° 48: Cargas estáticas de sismo en la dirección X - Pabellón 2

The dialog box is titled "User Defined Seismic Loading". It is divided into three main sections:

- Direction and Eccentricity:** Contains radio buttons for "X Dir", "Y Dir", "X Dir + Eccen Y", "Y Dir + Eccen X", "X Dir - Eccen Y", and "Y Dir - Eccen X". The "X Dir + Eccen Y" option is selected. Below these are a text input field for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" with the value "0.05" and an "Override Diaph. Eccen." button labeled "Override...".
- Factors:** Contains two text input fields: "Base Shear Coefficient, C" with the value "0.2215" and "Building Height Exp., K" with the value "1".
- Story Range:** Contains two dropdown menus: "Top Story" set to "STORY2" and "Bottom Story" set to "BASE".

At the bottom right, there are "OK" and "Cancel" buttons.

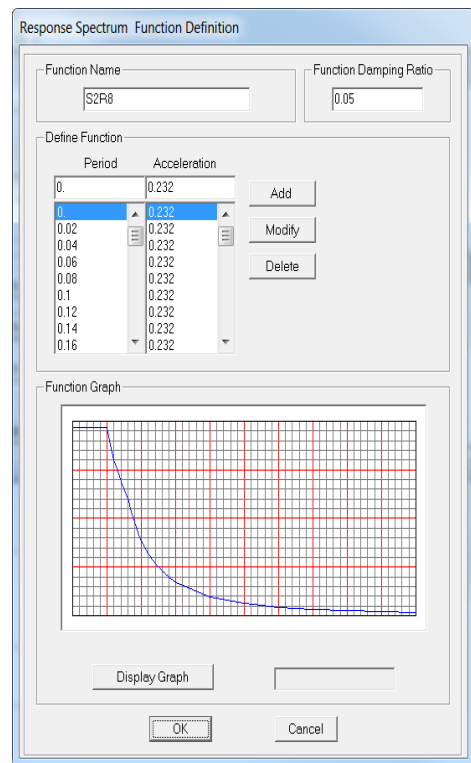
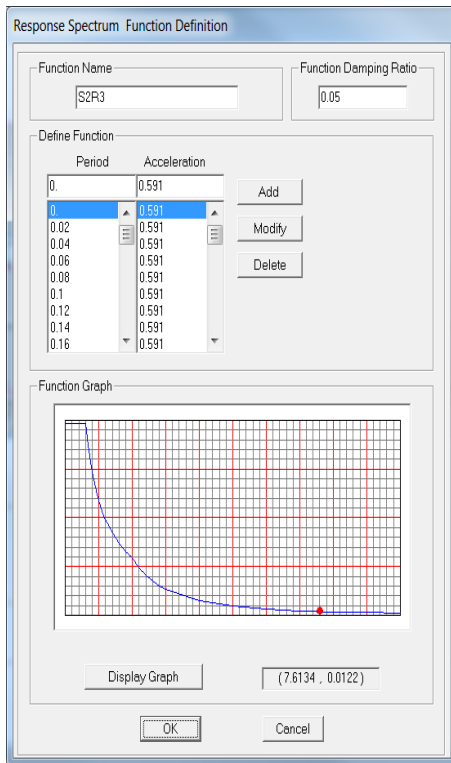
Fig. N° 49: Cargas estáticas de sismo en la dirección Y - Pabellón 2

The dialog box is titled "User Defined Seismic Loading". It is divided into three main sections:

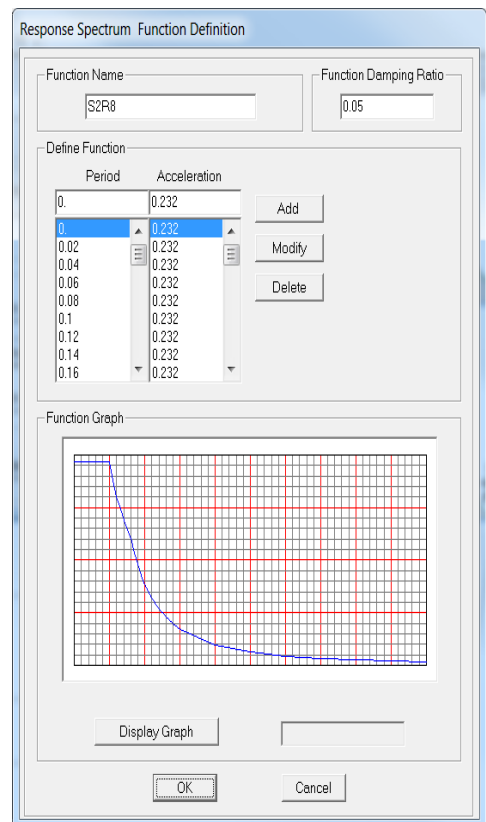
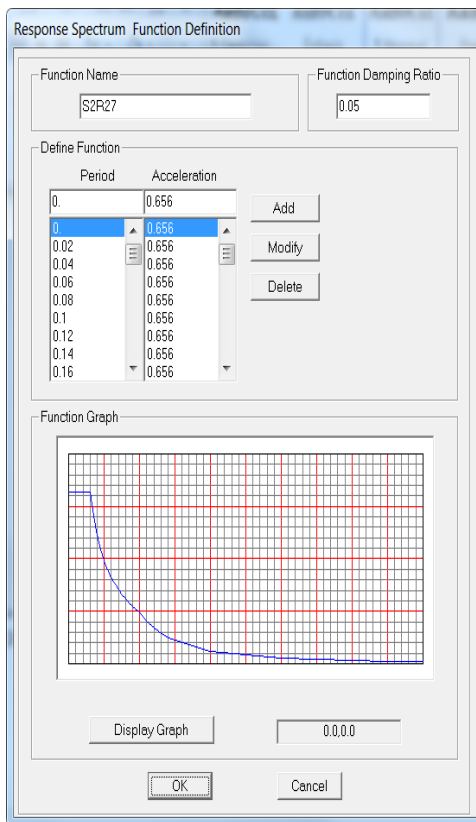
- Direction and Eccentricity:** Contains radio buttons for "X Dir", "Y Dir", "X Dir + Eccen Y", "Y Dir + Eccen X", "X Dir - Eccen Y", and "Y Dir - Eccen X". The "Y Dir + Eccen X" option is selected. Below these are a text input field for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" with the value "0.05" and an "Override Diaph. Eccen." button labeled "Override...".
- Factors:** Contains two text input fields: "Base Shear Coefficient, C" with the value "0.6563" and "Building Height Exp., K" with the value "1".
- Story Range:** Contains two dropdown menus: "Top Story" set to "STORY2" and "Bottom Story" set to "BASE".

At the bottom right, there are "OK" and "Cancel" buttons.

5. Definimos el espectro normalizado según el Reglamento Nacional de la Edificaciones, haciendo uso del menú Define, Response Spectrum Functions. Se abre una caja de dialogo donde se seleccionó la opción Add Function From File.



FUNCION ESPECTRAL PARA ANALISIS DINAMICO – PABELLON 1



FUNCION ESPECTRAL PARA ANALISIS DINAMICO – PABELLON 2

ESPECTRO DE SISMO SEGÚN EL PROYECTO DE LA NORMA E.030-2018

1 Zonificación, Según E.030-2016 (2.1)

Zona : 4 $Z = 0.45 g$

2 Parámetros de Sitio, Según E.030-2016 (2.4)

Perfil Tipo : S2 $S = 1.05$
 $T_p = 0.60$
 $T_L = 2.00$

3 Categoría del Edificio, Según E.030-2016 (3.1)

Categoría : Esencial A $U = 1.50$

4 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.4)

Categoría :
 $R_0 = 8$

5 Restricciones de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.7)

Restricciones :

6 Factores de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.6)

Tomar en consideración el punto 5 sobre restricciones.

Irregularidad en Altura, I_a :
 $I_a = 1.00$

Irregularidad en Planta, I_p :
 $I_p = 1.00$ (Para el tipo 03 se debe ingresar el valor)

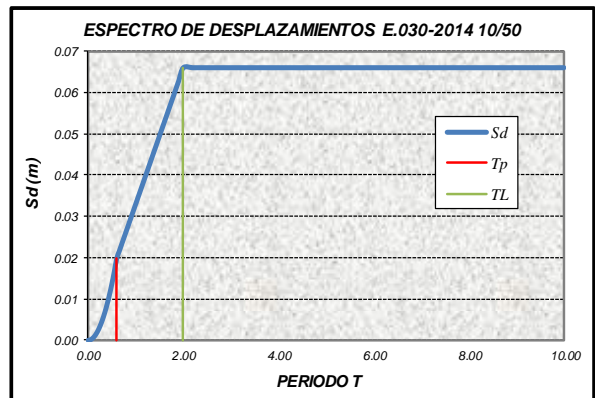
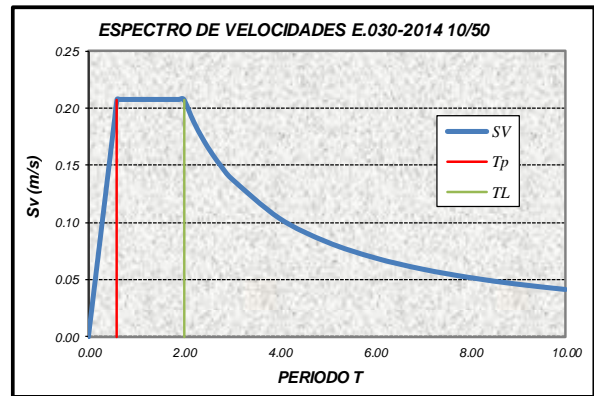
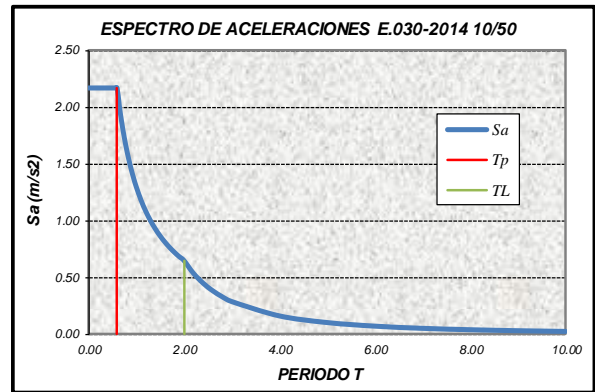
7 Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.8)

$R = R_0 \times I_a \times I_p = 8$

ESPECTRO DE RESPUESTA (DIRECCION "X" - PABELLON 01 y 02)

9 Cálculo y Gráfico de los Espectros de Aceleraciones, Velocidades y Desplazamientos

Sa (m/s ²)	Sv (m/s)	Sd (m)
2.17	0.000	0.000
2.17	0.007	0.000
2.17	0.014	0.000
2.17	0.021	0.000
2.17	0.028	0.000
2.17	0.035	0.001
2.17	0.041	0.001
2.17	0.048	0.001
2.17	0.055	0.001
2.17	0.062	0.002
2.17	0.069	0.002
2.17	0.086	0.003
2.17	0.104	0.005
2.17	0.121	0.007
2.17	0.138	0.009
2.17	0.156	0.011
2.17	0.173	0.014
2.17	0.190	0.017
2.17	0.207	0.020
2.01	0.207	0.021
1.86	0.207	0.023
1.74	0.207	0.025
1.63	0.207	0.026
1.53	0.207	0.028
1.45	0.207	0.030
1.37	0.207	0.031
1.30	0.207	0.033
1.19	0.207	0.036
1.09	0.207	0.040
1.00	0.207	0.043
0.93	0.207	0.046
0.87	0.207	0.050
0.81	0.207	0.053
0.77	0.207	0.056
0.72	0.207	0.059
0.69	0.207	0.063
0.65	0.207	0.066
0.54	0.189	0.066
0.45	0.173	0.066
0.39	0.160	0.066
0.33	0.148	0.066
0.29	0.138	0.066
0.16	0.104	0.066
0.10	0.083	0.066
0.07	0.069	0.066
0.05	0.059	0.066
0.04	0.052	0.066
0.03	0.046	0.066
0.03	0.041	0.066



ESPECTRO DE RESPUESTA (DIRECCION "X" - PABELLON 01 y 02)

ESPECTRO DE SISMO SEGÚN EL PROYECTO DE LA NORMA E.030-2018

1 Zonificación, Según E.030-2016 (2.1)

Zona : 4 $Z = 0.45 g$

2 Parámetros de Sitio, Según E.030-2016 (2.4)

Perfil Tipo : S2 $S = 1.05$
 $T_p = 0.60$
 $T_L = 2.00$

3 Categoría del Edificio, Según E.030-2016 (3.1)

Categoría : Esencial A $U = 1.50$

4 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.4)

Categoría :

$R_0 = 3$

5 Restricciones de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.7)

Restricciones :

6 Factores de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.6)

Tomar en consideración el punto 5 sobre restricciones.

Irregularidad en Altura, I_a :

$I_a = 1.00$

Irregularidad en Planta, I_p :

$I_p = 1.00$ (Para el tipo 03 se debe ingresar el valor)

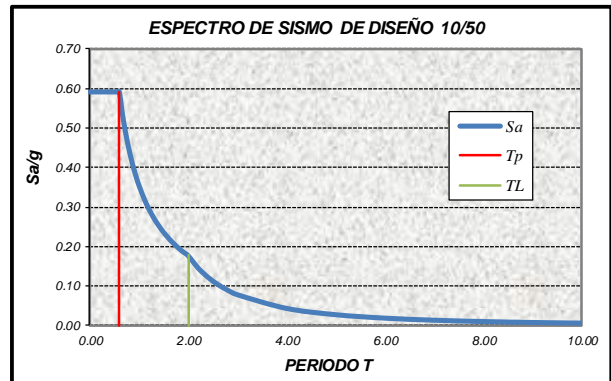
7 Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.8)

$R = R_0 \times I_a \times I_p = 3$

ESPECTRO DE RESPUESTA (DIRECCION."Y" - PABELLON 01)

8 Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño(Sa/g)

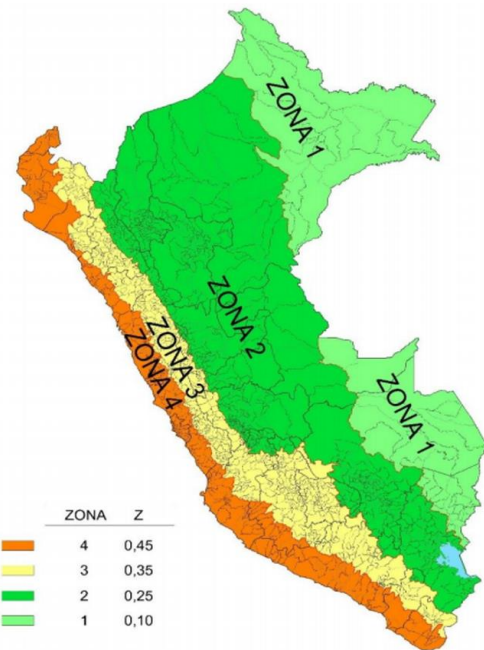
C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.591
2.50	0.02	0.591
2.50	0.04	0.591
2.50	0.06	0.591
2.50	0.08	0.591
2.50	0.10	0.591
2.50	0.12	0.591
2.50	0.14	0.591
2.50	0.16	0.591
2.50	0.18	0.591
2.50	0.20	0.591
2.50	0.25	0.591
2.50	0.30	0.591
2.50	0.35	0.591
2.50	0.40	0.591
2.50	0.45	0.591
2.50	0.50	0.591
2.50	0.55	0.591
2.50	0.60	0.591
2.31	0.65	0.545
2.14	0.70	0.506
2.00	0.75	0.473
1.88	0.80	0.443
1.76	0.85	0.417
1.67	0.90	0.394
1.58	0.95	0.373
1.50	1.00	0.354
1.36	1.10	0.322
1.25	1.20	0.295
1.15	1.30	0.273
1.07	1.40	0.253
1.00	1.50	0.236
0.94	1.60	0.221
0.88	1.70	0.208
0.83	1.80	0.197
0.79	1.90	0.187
0.75	2.00	0.177
0.62	2.20	0.146
0.52	2.40	0.123
0.44	2.60	0.105
0.38	2.80	0.090
0.33	3.00	0.079
0.19	4.00	0.044
0.12	5.00	0.028
0.08	6.00	0.020
0.06	7.00	0.014
0.05	8.00	0.011
0.04	9.00	0.009
0.03	10.00	0.007



$$\begin{aligned}
 T < T_P & C = 2,5 \\
 T_P < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

ZONAS SÍSMICAS



ESPECTRO DE RESPUESTA (DIRECCION."Y" - PABELLON 01)

ESPECTRO DE SISMO SEGÚN EL PROYECTO DE LA NORMA E.030-2018

1 Zonificación, Según E.030-2016 (2.1)

Zona : 4 $Z = 0.45 g$

2 Parámetros de Sitio, Según E.030-2016 (2.4)

Perfil Tipo : S2 $S = 1.05$
 $T_p = 0.60$
 $T_L = 2.00$

3 Categoría del Edificio, Según E.030-2016 (3.1)

Categoría : Esencial A $U = 1.50$

4 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.4)

Categoría :

$R_0 = 3$

5 Restricciones de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.7)

Restricciones :

6 Factores de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.6)

Tomar en consideración el punto 5 sobre restricciones.

Irregularidad en Altura, I_a :

$I_a = 1.00$

Irregularidad en Planta, I_p :

$I_p = 0.90$ (Para el tipo 03 se debe ingresar el valor)

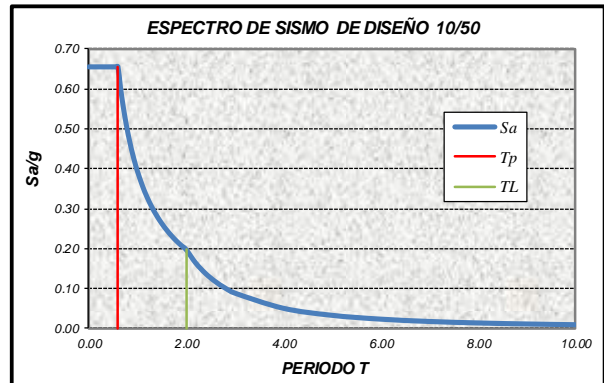
7 Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.8)

$R = R_0 \times I_a \times I_p = 2.7$

ESPECTRO DE RESPUESTA (DIRECCION."Y" - PABELLON 02)

8 Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño(Sa/g)

C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.656
2.50	0.02	0.656
2.50	0.04	0.656
2.50	0.06	0.656
2.50	0.08	0.656
2.50	0.10	0.656
2.50	0.12	0.656
2.50	0.14	0.656
2.50	0.16	0.656
2.50	0.18	0.656
2.50	0.20	0.656
2.50	0.25	0.656
2.50	0.30	0.656
2.50	0.35	0.656
2.50	0.40	0.656
2.50	0.45	0.656
2.50	0.50	0.656
2.50	0.55	0.656
2.50	0.60	0.656
2.31	0.65	0.606
2.14	0.70	0.563
2.00	0.75	0.525
1.88	0.80	0.492
1.76	0.85	0.463
1.67	0.90	0.438
1.58	0.95	0.414
1.50	1.00	0.394
1.36	1.10	0.358
1.25	1.20	0.328
1.15	1.30	0.303
1.07	1.40	0.281
1.00	1.50	0.263
0.94	1.60	0.246
0.88	1.70	0.232
0.83	1.80	0.219
0.79	1.90	0.207
0.75	2.00	0.197
0.62	2.20	0.163
0.52	2.40	0.137
0.44	2.60	0.116
0.38	2.80	0.100
0.33	3.00	0.088
0.19	4.00	0.049
0.12	5.00	0.032
0.08	6.00	0.022
0.06	7.00	0.016
0.05	8.00	0.012
0.04	9.00	0.010
0.03	10.00	0.008



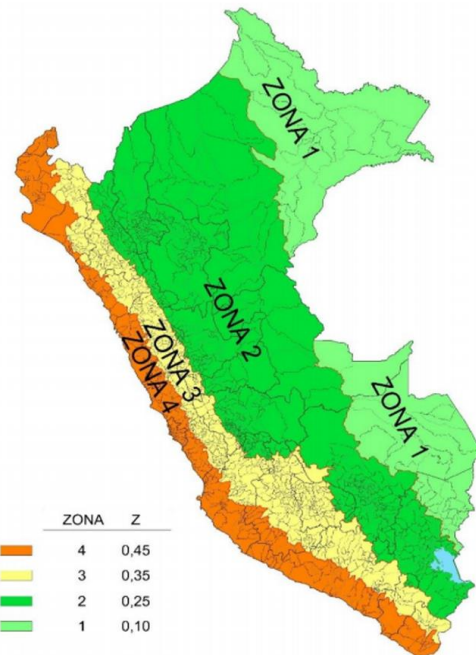
$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

ZONAS SÍSMICAS



ESPECTRO DE RESPUESTA (DIRECCION."Y" - PABELLON 02)

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SX

Structural and Function Damping
Damping 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	S2R8	9.81
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle 0.

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SY1

Structural and Function Damping
Damping 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	S2R3	9.81
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle 0.

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
Override Diaph. Eccen.

CARGAS SISMICAS PARA ANALISIS DINAMICO – PABELLON 1

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SX

Structural and Function Damping
Damping 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	S2R8	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SY

Structural and Function Damping
Damping 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	S2R27	981.
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
Override Diaph. Eccen.

CARGAS SISMICAS PARA ANALISIS DINAMICO – PABELLON 2

6. Definimos las combinaciones de cargas según el RNE, a través del menú Define se seleccionó Load Combinación, agregando los combos en Add New Combo. Combinaciones para el análisis estático y dinámico

NOMENCLATURA Y DEFINICION DE COMBOS							
COMBO	D	L	SD	EX1	EX2	EY1	EY2
PSIS	1.0	0.25	1.0	0	0	0	0
SER	1.0	1.0	1.0	0	0	0	0
UDL	1.4	1.7	1.4	0	0	0	0
SEX1	1.25	1.25	1.25	1.0	0	0	0
SEX3	1.25	1.25	1.25	-1.0	0	0	0
SEX2	1.25	1.25	1.25	0	1.0	0	0
SEX4	1.25	1.25	1.25	0	-1.0	0	0
SEY1	1.25	1.25	1.25	0	0	1.0	0
SEY3	1.25	1.25	1.25	0	0	-1.0	0
SEY2	1.25	1.25	1.25	0	0	0	1.0
SEY4	1.25	1.25	1.25	0	0	0	-1.0
CEX1	0.9	0	0	1.0	0	0	0
CEX3	0.9	0	0	-1.0	0	0	0
CEX2	0.9	0	0	0	1.0	0	0
CEX4	0.9	0	0	0	-1.0	0	0
CEY1	0.9	0	0	0	0	1.0	0
CEY3	0.9	0	0	0	0	-1.0	0
CEY2	0.9	0	0	0	0	0	1.0
CEY4	0.9	0	0	0	0	0	-1.0

Denominación de Combos que incluyen los Estados de Carga de Sismo							
EX1	EX3	EX2	EX4	EY1	EY3	EY2	EY4

COMBO	D	L	SD	SX	SY
PSIS	1.00	0.25 / 0.50	1.00	0	0
SER	1.00	1.00	1.00	0	0
UDL	1.40	1.70	1.40	0	0
SSX	1.25	1.25	1.25	1.00	0
SSY	1.25	1.25	1.25	0	1.00
CSX	0.90	0	0.90	1.00	0
CSY	0.90	0	0.90	0	1.00

7. Posteriormente asignamos las cargas por metro lineal y por metro cuadrado

Fig. N° 50: Asignación de cargas muertas (acabados - SD) Pabellón 1

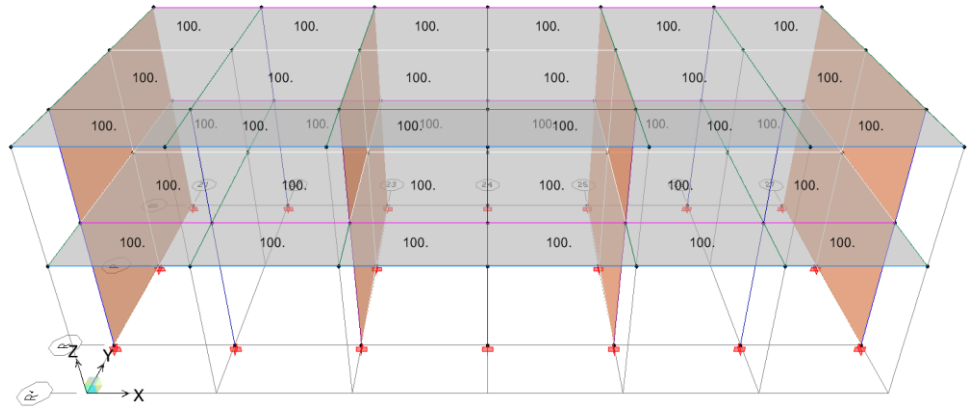


Fig. N° 51: Asignación de carga vivas (L) Pabellón 1

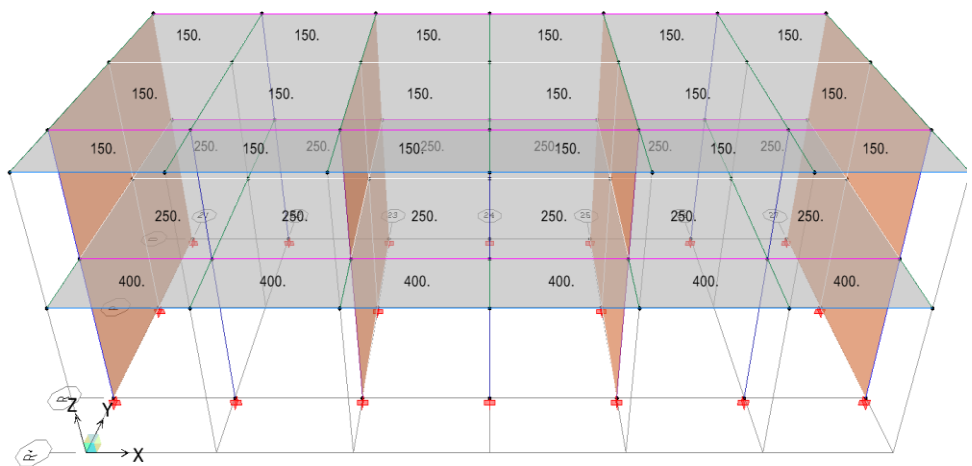


Fig. N° 52: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 1

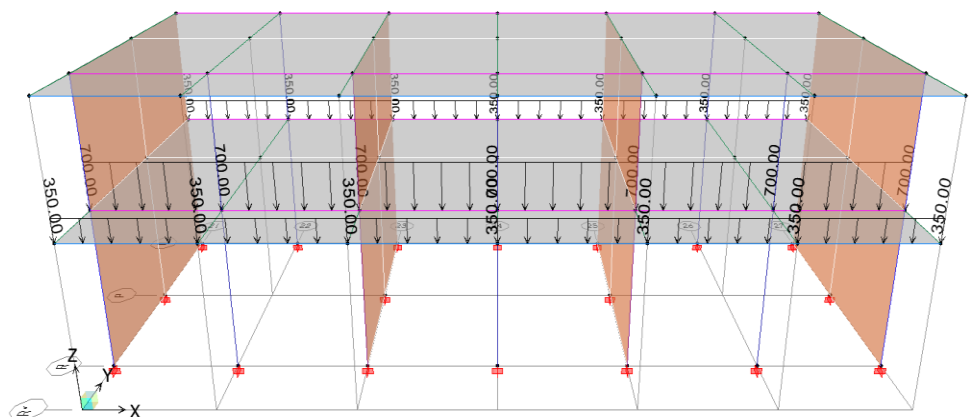


Fig. N° 53: Asignación de cargas muertas (acabados - SD) Pabellón 2

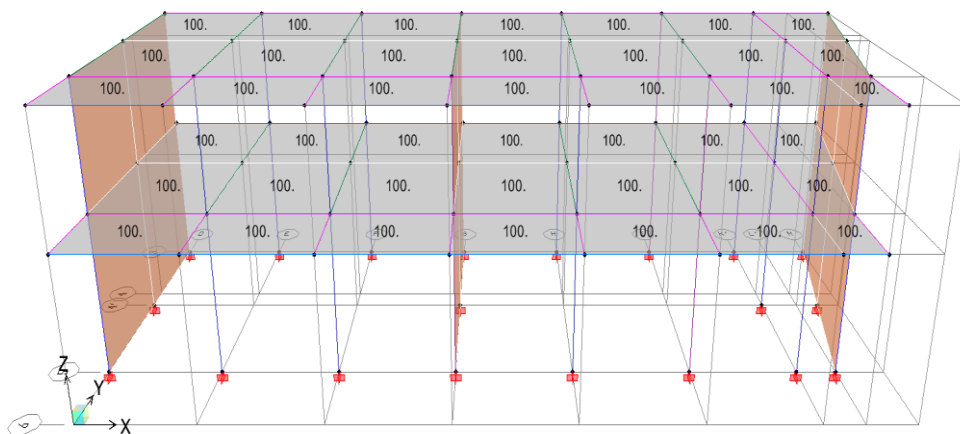


Fig. N° 54: Asignación de carga viva (L) Pabellón 2

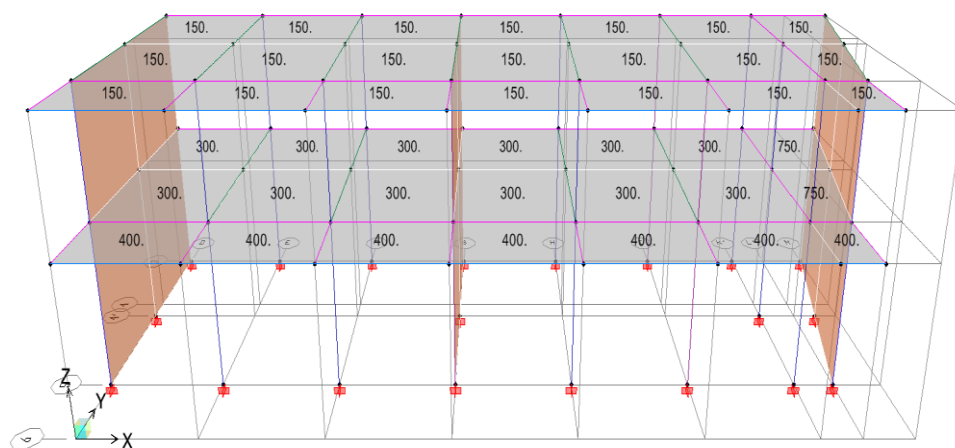


Fig. N° 55: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 2

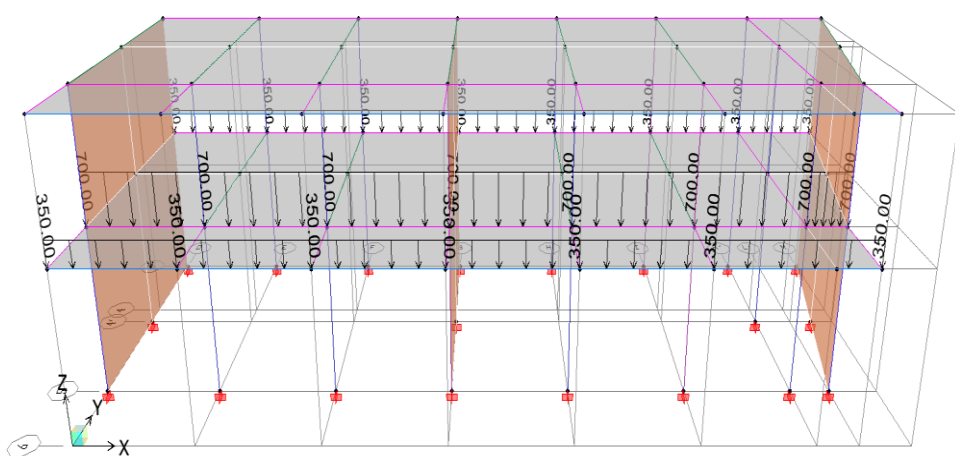


Fig. Nº 56: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 1 y 2

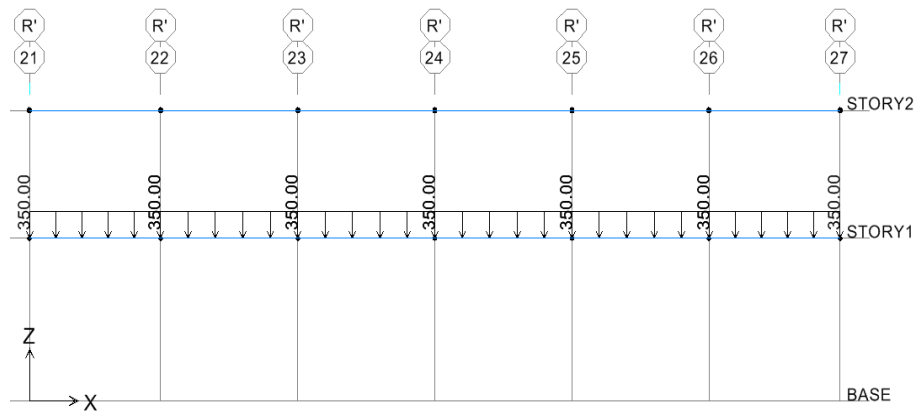


Fig. Nº 57: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 1 y 2

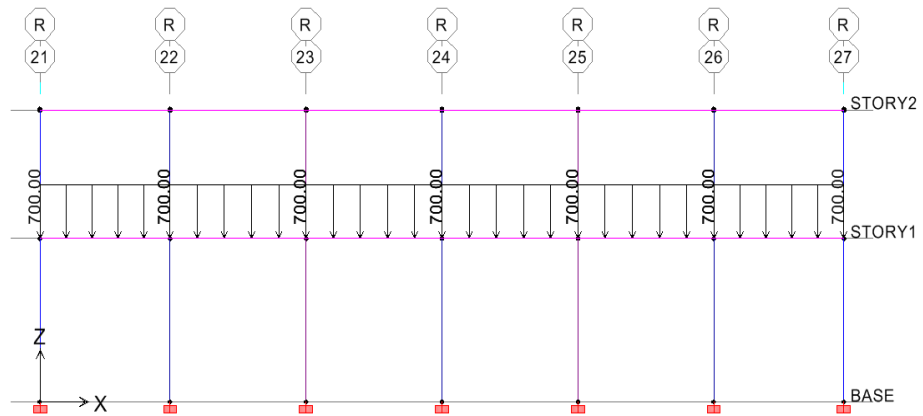
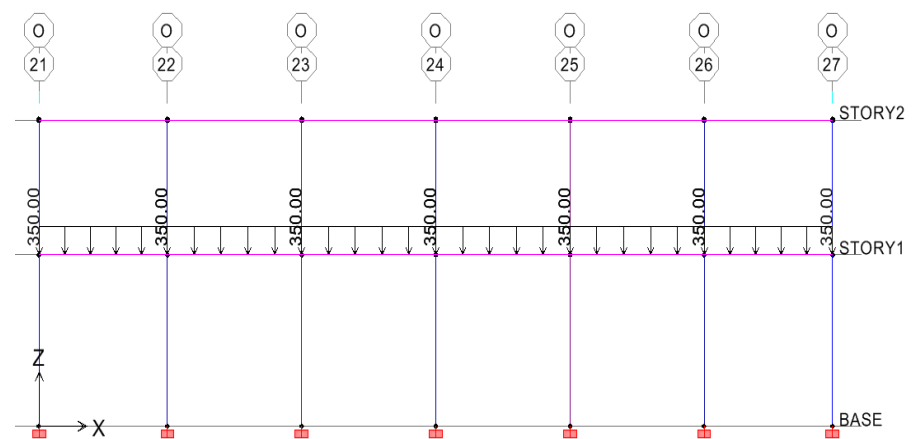
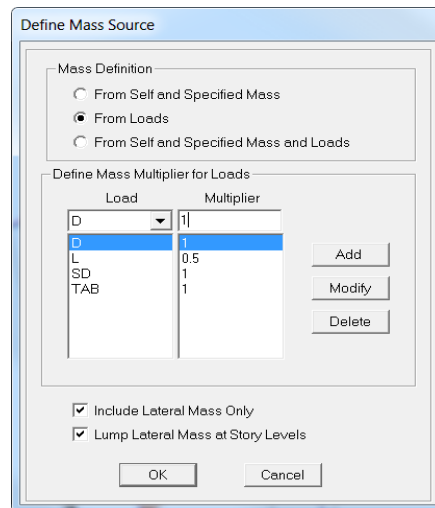


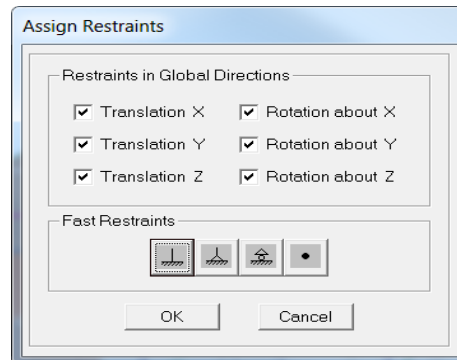
Fig. Nº 58: Asignación de cargas muertas (tabiquería - TAB) Pabellón 1 y 2



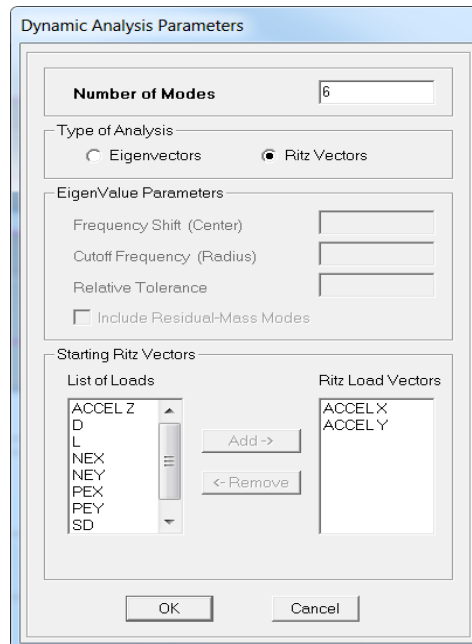
8. Definición de masas



9. Asignación de restricciones en parte inferior de los apoyos



10. Configuración de las opciones de análisis



11. Finalmente se realiza la corrida del programa haciendo clic en Run

5.1.8.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SISMICO

Los resultados obtenidos del análisis sísmico, mediante el programa ETABS, se compararán con los parámetros de la nueva norma E.030 recientemente aprobada.

MODOS DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA

Fig. N° 59: 1er modo de vibrar - Pabellón 01

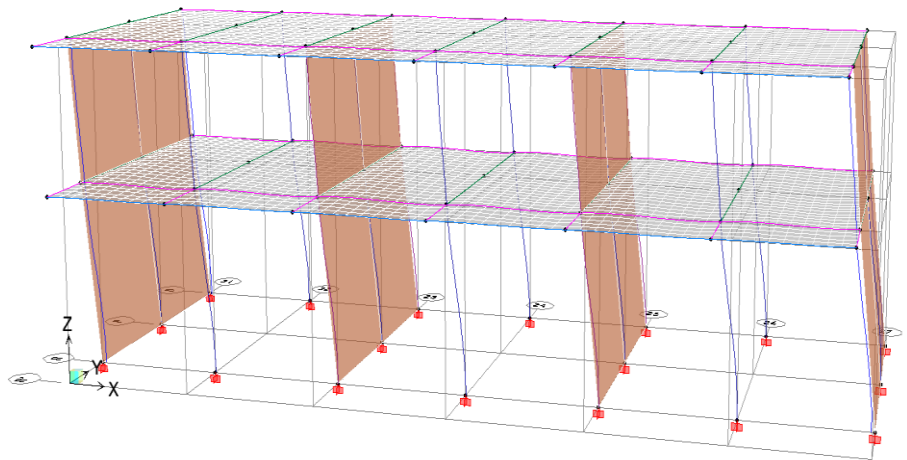


Fig. N° 60: 2do modo de vibrar - Pabellón 01

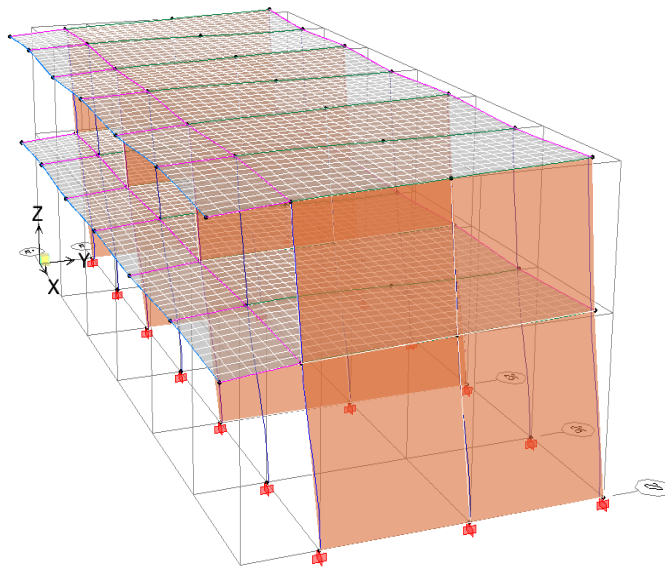


Tabla Nº 5: Modos de vibrar - Pabellón 1

MODE	PERIODO	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.245	95.14	0	95.14	0
2	0.973	0	95.27	95.14	95.27
3	0.0753	4.86	0	99.99	95.27
4	0.0379	0	4.28	99.99	99.55
5	0.0352	0	0	100	99.55
6	0.026	0	0.4	100	99.95

Fig. Nº 61: 1er modo de vibrar - Pabellón 02

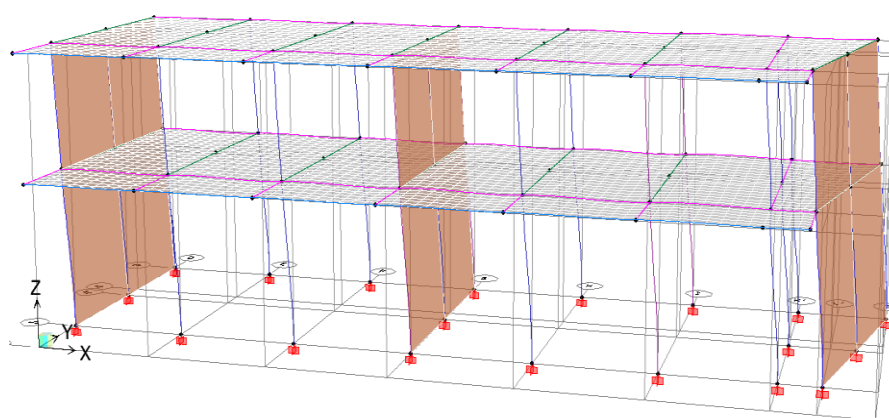


Fig. Nº 62: 2do modo de vibrar - Pabellón 02

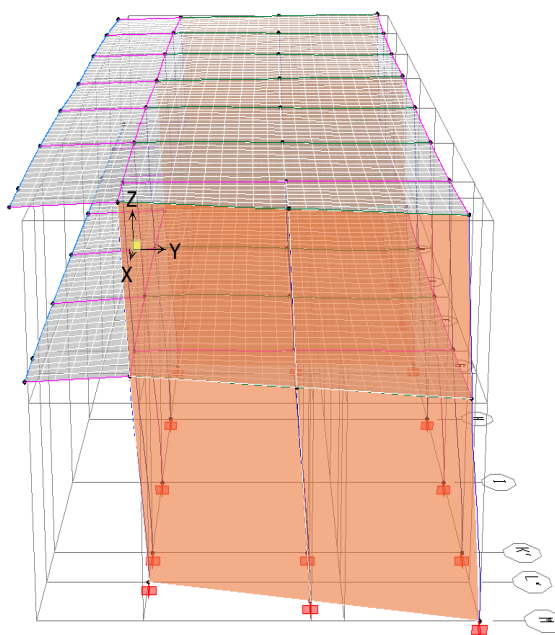
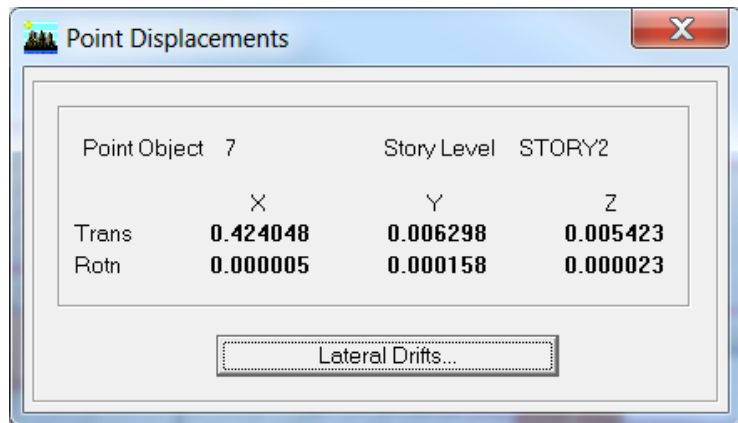
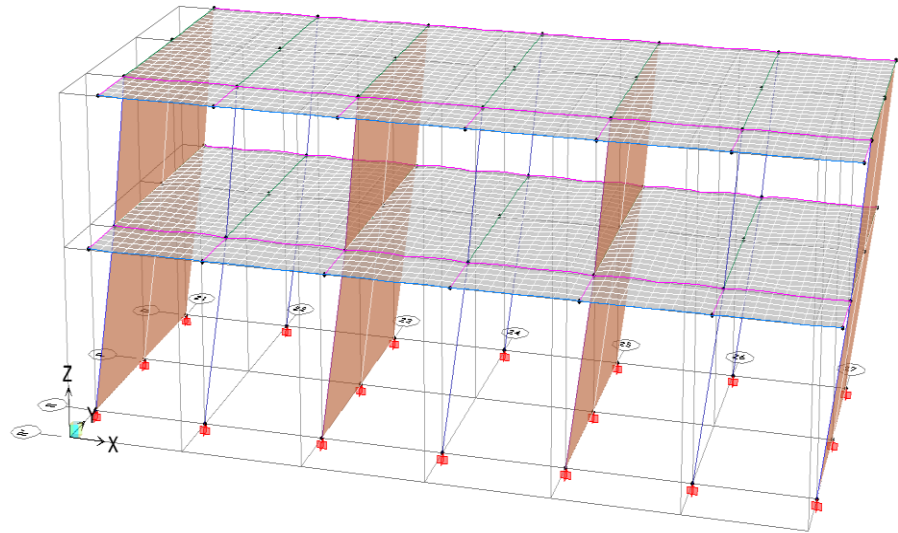


Tabla Nº 6: Modos de vibrar - Pabellón 2

MODE	PERIODO	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.2757	92.95	0.53	92.95	0.53
2	0.1181	0.62	93.6	93.57	94.14
3	0.097	0.42	0.83	93.99	94.96
4	0.0822	5.96	0.03	99.94	94.99
5	0.0484	0.01	3.81	99.96	98.8
6	0.0378	0.04	1.03	99.99	99.84

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

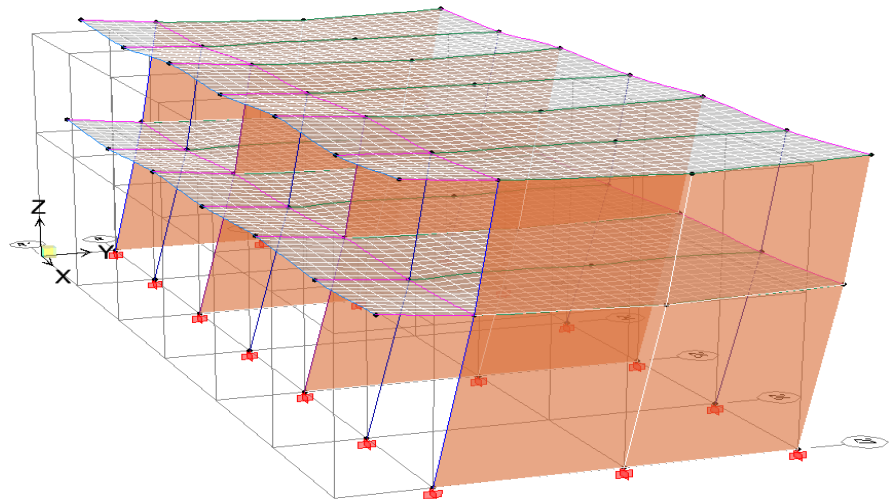


MAXIMO DESPLAZAMIENTO DEL PABELLON 01
(DIRECCION "X")

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY2	0.424048	0.006298	0.000452	0.000003
STORY1	0.273266	0.005337	0.000643	0.000013

$$\Delta \text{ máx} = 0.75 \times 0.000643 \times 8.00 = 0.0039 < 0.0070 \quad \text{Ok.}$$

De acuerdo con la Norma en el Item 5.2 para el caso del Concreto Armado la distorsion de entre piso no debe ser mayor a 0.007 pudiendose comprobar que para nuestra estructura este valor es de 0.0039 el cual cumple ya que se encuentra por debajo del valo indicado por la norma E 0.30.



Point Object	15	Story Level	STORY2
	X	Y	Z
Trans	0.000000	0.178408	0.002536
Rotn	0.000076	0.000000	0.000000

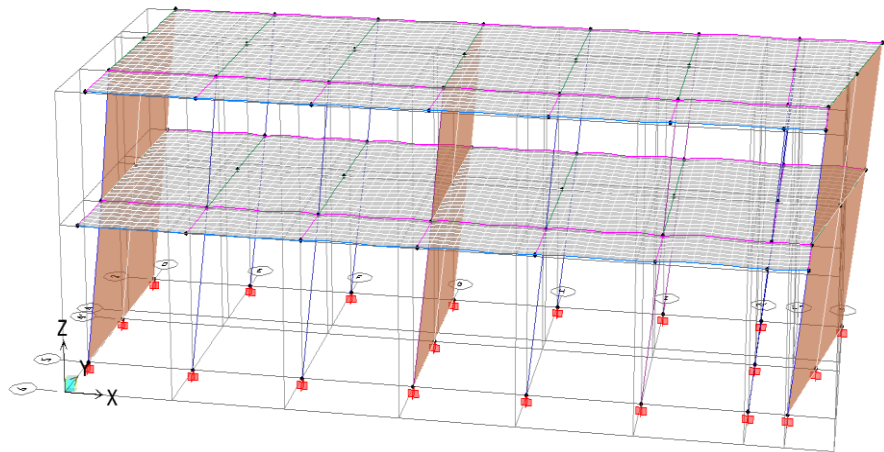
Lateral Drifts...

MAXIMO DESPLAZAMIENTO DEL PABELLON 01
(DIRECCION "Y")

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 15				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY2	0.000000	0.178408	0.000000	0.000176
STORY1	0.000001	0.120547	0.000000	0.000284

$$\Delta \text{ máx} = 0.75 \times 0.000284 \times 3.00 = 0.0010 < 0.0050 \quad \text{Ok.}$$

De acuerdo con la Norma En El Item 5.2 para el caso de Albañileria Confinada la distorsion de entre piso no debe ser mayor a 0.005 pudiendose comprobar que para nuestra estructura este valor es de 0.0010 el cual cumple ya que se encuentra por debajo del valo indicado por la norma E 0.30.



Point Displacements			
Point Object	89	Story Level	STORY2
	X	Y	Z
Trans	0.558033	0.099496	0.005958
Rotn	0.000076	0.000370	0.000044

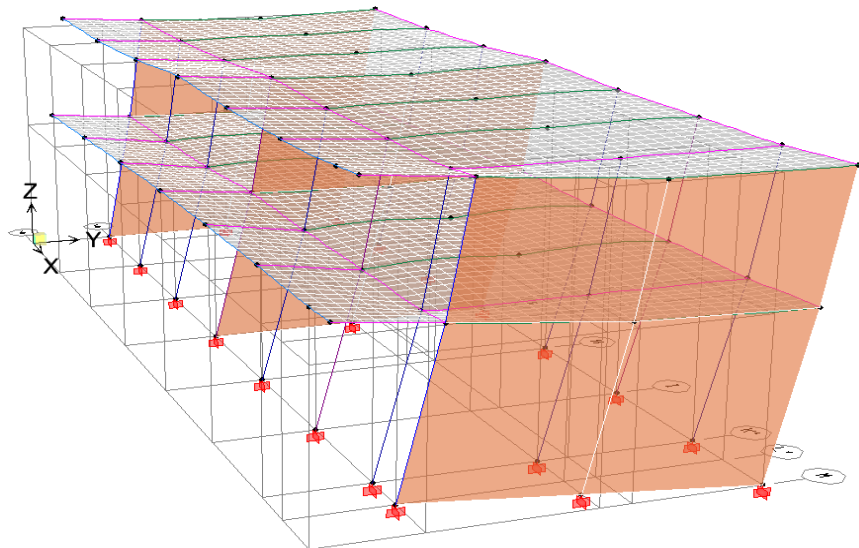
Lateral Drifts...

MAXIMO DESPLAZAMIENTO DEL PABELLON 02
(DIRECCION "X")

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY2	0.558033	0.099496	0.000664	0.000121
STORY1	0.336411	0.059027	0.000792	0.000139

$$\Delta \text{ máx} = 0.75 \times 0.000792 \times 8.00 = 0.0047 < 0.0070 \quad \text{Ok.}$$

De acuerdo con la Norma En El Item 5.2 para el caso del Concreto Armado la distorsion de entre piso no debe ser mayor a 0.007 pudiendose comprobar que para nuestra estructura este valor es de 0.0047 el cual cumple ya que se encuentra por debajo del valo indicado por la norma E 0.30.



Point Object	76	Story Level	STORY2
Trans	X	Y	Z
	0.118455	0.268931	0.001849
Rotn	0.000139	0.000081	0.000046

Lateral Drifts...

MAXIMO DESPLAZAMIENTO DEL PABELLON 02
(DIRECCION "Y")

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY2	0.118455	0.268931	0.000142	0.000280
STORY1	0.071055	0.176781	0.000167	0.000416

$$\Delta \text{ máx} = 0.85 \times 0.000416 \times 2.70 = 0.0010 < 0.0050 \quad \text{Ok.}$$

De acuerdo con la Norma En El Item 5.2 para el caso de Albañilería Confinada la distorsión de entre piso no debe ser mayor a 0.005 pudiéndose comprobar que para nuestra estructura este valor es de 0.0010 el cual cumple ya que se encuentra por debajo del valor indicado por la norma E 0.30.

5.1.8.3.1 PESO DE LA EDIFICACION

Section	Load	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SCUT1	PSIS	0.00	0.00	480.37	-414.680	0.000	0.000
SCUT2	PSIS	0.00	0.00	190.93	-152.446	0.000	0.000

PESO TOTAL POR NIVEL - PABELLON 01

Section	Load	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SCUT1	PSIS	0.00	0.00	517.67	-492.148	510.830	0.000
SCUT2	PSIS	0.00	0.00	206.34	-186.393	216.357	0.000

PESO TOTAL POR NIVEL - PABELLON 02

FUERZA CORTANTE MINIMA

PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN = 671,300 Kg
671.30 Ton

DIRECCION X-X

Datos:	h_n (m)	Z	T_p	S	R	C_T	U	
	7.60	0.45	0.60	1.05	8.00	35.00	1.50	
T=hn /CT (Regl.) o Tcalculado	0.276	T _{Reglamento}	0.217	Del ETABS o SAP 0.85*T _(ETABS)			0.23	
2.5*(Tp/T)	5.442		T _{calculado}					0.276
C=2.5*(Tp/T) ≤ 2.5	2.500		T _{calc/tRegl}					1.27
C / R	0.313							
C/R (≥ 0.11)	0.313							
H/P=(C/R)*Z*U*S	0.2215							

H=(C/R)*Z*U*S*P (Kg) =	148,682
H=(C/R)*Z*U*S*P (Ton) =	148.7
80% H estatico =	118.9
H dinámico =	110.0
Factor =	1.08

CORTANTE DINAMICO

Vx (Ton)	Vy (Ton)
109.29	12.04

FUERZA CORTANTE MINIMA DEL PABELLON 01 (DIRECCION "X")

DIRECCION Y-Y

Datos:	h_n (m)	Z	T_p	S	R	C_T	U	
	7.60	0.45	0.60	1.05	2.70	60.00	1.50	
T=hn /CT (Regl.) o Tcalculado	0.118	T _{Reglamento}	0.127	Del ETABS o SAP 0.85*T _(ETABS)			0.10	
2.5*(Tp/T)	12.704		T _{calculado}					0.118
C=2.5*(Tp/T) ≤ 2.5	2.500		T _{calc/tRegl}					0.93
C / R	0.926							
C/R (≥ 0.11)	0.926							
H/P=(C/R)*Z*U*S	0.6563							

H=(C/R)*Z*U*S*P (Kg) =	440,541
H=(C/R)*Z*U*S*P (Ton) =	440.5
80% H estatico =	352.4
H dinámico =	313.4
Factor =	1.12

CORTANTE DINAMICO

Vx (Ton)	Vy (Ton)
34.00	311.53

FUERZA CORTANTE MINIMA DEL PABELLON 01 (DIRECCION "Y")

PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN = 724,010 Kg
724.01 Ton

DIRECCION X-X

Datos:	h_n (m)	Z	T_p	S	R	C_T	U	
	7.60	0.45	0.60	1.05	8.00	35.00	1.50	
T=hn/CT (Regl.) o Tcalculado	0.276	T _{Reglamento}	0.217	Del ETABS o SAP 0.85*T _(ETABS) 0.23				
2.5*(Tp/T)	5.442		T _{calculado}					0.276
C=2.5*(Tp/T) ≤ 2.5	2.500		T _{calc/Regl}					1.27
C / R	0.313							
C/R (≥ 0.11)	0.313							
H/P=(C/R)*Z*U*S	0.2215							

H=(C/R)*Z*U*S*P (Kg) =	160,357
H=(C/R)*Z*U*S*P (Ton) =	160.4
80% H estatico =	128.3
H dinámico =	110.0
Factor =	1.17

CORTANTE DINAMICO

Vx (Ton)	Vy (Ton)
109.29	12.04

FUERZA CORTANTE MINIMA DEL PABELLON 02
(DIRECCION "X")

DIRECCION Y-Y

Datos:	h_n (m)	Z	T_p	S	R	C_T	U	
	7.60	0.45	0.60	1.05	2.70	60.00	1.50	
T=hn/CT (Regl.) o Tcalculado	0.118	T _{Reglamento}	0.127	Del ETABS o SAP 0.85*T _(ETABS) 0.10				
2.5*(Tp/T)	12.704		T _{calculado}					0.118
C=2.5*(Tp/T) ≤ 2.5	2.500		T _{calc/Regl}					0.93
C / R	0.926							
C/R (≥ 0.11)	0.926							
H/P=(C/R)*Z*U*S	0.6563							

H=(C/R)*Z*U*S*P (Kg) =	475,132
H=(C/R)*Z*U*S*P (Ton) =	475.1
90% H estatico =	427.6
H dinámico =	313.4
Factor =	1.36

CORTANTE DINAMICO

Vx (Ton)	Vy (Ton)
34.00	311.53

FUERZA CORTANTE MINIMA DEL PABELLON 02
(DIRECCION "X")

JUNTA DE SEPARACION SISMICA

Junta de Separación Sísmica

H = 760.0 cm

Direcc X-X

2.54 cm	Desplazamiento Máximo de la Edificación Proyectada (PAB 01)
2.54 cm	Desplazamiento Máximo de la Edificación Vecina (OTRO)
5.08 cm	Suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
3.39 cm	2/3 de los desplazamientos máximos de los bloques
4.56 cm	S = 0.006*H
3.00 cm	S > 3.0 cm
4.56 cm	S
2.28 cm	S/2
3.39 cm	

CONSIDERAR : 5.00 cm Junta de Separación Sísmica

Junta de Separación Sísmica

H = 760.0 cm

Direcc Y-Y

0.40 cm	Desplazamiento Máximo de la Edificación Proyectada (PAB 01)
0.40 cm	Desplazamiento Máximo de la Edificación Vecina (OTRO)
0.80 cm	Suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
0.53 cm	2/3 de los desplazamientos máximos de los bloques
4.56 cm	S = 0.006*H
3.00 cm	S > 3.0 cm
4.56 cm	S
2.28 cm	S/2
2.28 cm	

CONSIDERAR : 2.50 cm Junta de Separación Sísmica

Junta de Separación Sísmica

H = 760.0 cm

Direcc X-X

3.35 cm	Desplazamiento Máximo de la Edificación Proyectada (PAB 01)
3.35 cm	Desplazamiento Máximo de la Edificación Vecina (OTRO)
6.70 cm	Suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
4.47 cm	2/3 de los desplazamientos máximos de los bloques
4.56 cm	S = 0.006*H
3.00 cm	S > 3.0 cm
4.56 cm	S
2.28 cm	S/2
4.47 cm	

CONSIDERAR : 5.00 cm Junta de Separación Sísmica

Junta de Separación Sísmica

H = 760.0 cm

Direcc Y-Y

0.73 cm	Desplazamiento Máximo de la Edificación Proyectada (PAB 01)
0.73 cm	Desplazamiento Máximo de la Edificación Vecina (OTRO)
1.46 cm	Suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
0.97 cm	2/3 de los desplazamientos máximos de los bloques
4.56 cm	S = 0.006*H
3.00 cm	S > 3.0 cm
4.56 cm	S
2.28 cm	S/2
2.28 cm	

CONSIDERAR : 2.50 cm Junta de Separación Sísmica

5.1.9 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

5.1.9.1 COMPORTAMIENTO

La función de la losa resulta esencial para el estudio de las estructuras puesto que parte de un principio fundamental de la deformación uniforme en cada piso consiguiendo de esa forma la unidad de la estructura.

Son estructuras monolíticas de concreto armado con nervaduras regularmente espaciadas que han adoptado la forma T ya que en su construcción se han integrado materiales de relleno, el espaciamiento y dimensiones de los componentes de esa clase de losa, tales que su comportamiento estructural posibilita ser analizada como una viga T.

5.1.9.2 DISEÑO POR FLEXION

Los sistemas de concreto reforzado para piso consisten usualmente en losas y vigas trabajadas monolíticamente para resistir las cargas cabe destacar que para una amiga te la parte superior toma el nombre de alá o patín y la palma teniendo claro que el eje neutro en la superficie del material la curva deformada por flexión que separa la zona comprimida de la zona traccionada podemos notar que dicho es que puede cortar la viga por distintas partes puede pasar por el alma de la viga o por el patín esto dependerá de las dimensiones del elemento.

Para el cálculo del refuerzo por flexión se utiliza la siguiente fórmula:

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

Donde:

A_s : Área de refuerzo en tensión en cm^2 .

M_u : Momento último o de diseño en $\text{kg}\cdot\text{cm}$.

ϕ : Factor de reducción de carga igual a 0.90.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2 .

d : Peralte efectivo de la sección en cm .

a : Altura del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto en cm .

Una vez obtenido el valor de " A_s " se hace el cálculo de " a " con la siguiente fórmula:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

Donde:

f_c : Resistencia a la compresión del concreto en kg/cm^2 .

b : Ancho de la viga en cm.

El ancho “ b ” de la viga variará según el signo del momento flector, así para el momento positivo $b = 40$ cm. y para el momento negativo $b = 10$ cm.

Se sigue este método de aproximaciones sucesivas hasta que el valor de “ A_s ” o el valor de “ a ” sean iguales.

5.1.9.2.1 Cuantía máxima de refuerzo

El Reglamento Nacional de Construcciones indica que la cuantía máxima de refuerzo en elementos sometidos a tracción es de:

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

$$\rho_b = \frac{0.85 f_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Donde:

- $A_{s\max}$: Área de acero máxima en cm^2 .
- b : Ancho de la viga en cm.
- D : Peralte efectivo de la viga en cm.
- ρ_{\max} : Cuantía máxima.
- ρ_b : Cuantía balanceada.
- f_c : Resistencia a la compresión del concreto en kg/cm^2 .
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2 .
- β_1 : Relación de “ a/c ” igual a 0.85 para concretos menores a 280 kg/cm^2 .

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \left(\frac{f_c - 280}{20} \right) 0.80$$

Reemplazando valores podemos obtener la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 210 \times 0.85}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$
$$\rho_b = 0.02125$$

Entonces la cuanta máxima será:

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.02125$$
$$\rho_{\max} = 0.0159$$

El área de acero máxima se obtendrá multiplicando la cuantía máxima por el peralte efectivo y por el ancho del elemento.

$$A_{s_{\max}} = b \times d \times \rho_{\max}$$

5.1.9.2.2 Cuantía mínima de refuerzo

El Reglamento Nacional de Edificaciones indica que la cuantía mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podría calcularse con esta fórmula:

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$$

Sin embargo, el Código ACI recomienda un refuerzo mínimo igual a:

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$$

Pero no deberá ser menor que:

$$\rho_{\min} \geq \frac{14}{f_y}$$

De estas tres expresiones el mayor valor se obtiene de la tercera, razón por la cual es la que se utiliza en el trabajo. El acero mínimo se obtendrá de multiplicar la cuantía mínima por el peralte efectivo y por el ancho del alma de la vigueta. Para el análisis de viguetas este ancho será igual a 10 cm tanto para el momento positivo como para el negativo.

$$A_{s_{\min}} = b \times d \times \rho_{\min}$$

5.1.9.3 DISEÑO POR CORTANTE

En las viguetas el esfuerzo cortante es resistido únicamente por el concreto por lo cual el esfuerzo cortante actuante debe ser menor al esfuerzo cortante que soporta el concreto.

El esfuerzo cortante que resiste el concreto se calcula con la siguiente fórmula:

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

Donde:

- V_c: Fuerza cortante que resiste el concreto en kg.
- Ø : Factor de reducción de carga igual a 0.85.
- f'c: Resistencia a la compresión del concreto en kg/cm².
- b : Ancho del alma del elemento en cm.
- d : Peralte efectivo del elemento en cm.

Si la fuerza cortante que actúa en el elemento es mayor que la resistida por el concreto entonces será necesario realizar ensanche de viguetas. Este se logra retirando los ladrillos de techo necesarios. La cantidad de ladrillos o la longitud que se debe ensanchar se calcula de la siguiente manera:

$$L_e = L_v \left(1 - \frac{V_c}{V_{act}} \right)$$

Donde:

- Le : Longitud de ensanche de vigueta.
- Lv : Longitud en que la fuerza cortante es cero obtenida del análisis estructural y medida desde el apoyo en estudio.
- V_{act} : Fuerza Cortante Actuante en el apoyo obtenida del análisis estructural.

5.1.9.4 REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

El refuerzo de temperatura sirve para repartir las cargas concentradas aplicadas sobre la losa. Asimismo, permite la colocación del acero en obra puesto que se amarra al refuerzo principal conformando una malla más o menos rígida. Este refuerzo se coloca perpendicularmente al refuerzo principal por flexión.

Para losas con refuerzo de acero grado 60 o malla electro soldada es:

$$A_{s_{tem}} = 0.0018bxh$$

Donde:

- b: Ancho de la losa
- h: Peralte total de la losa.

El refuerzo de temperatura no tendrá un espaciamiento mayor que cinco veces el espesor de la losa ni mayor que 45 cm.

5.1.9.5 CORTE DEL REFUERZO LONGITUDINAL

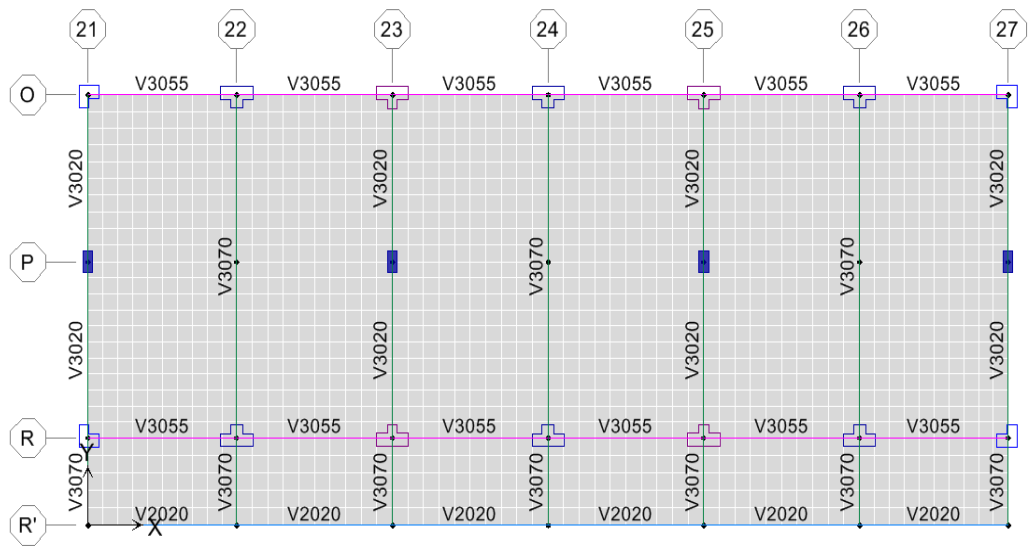
En muchas ocasiones para economizar el refuerzo de las vigas o viguetas no se tiende a poner varillas enteras a todo lo largo de su longitud, en este caso se colocan traslapes de acero en tramos de mayor momento para ellos se deben hacer los recortes en los puntos correctos y se deben considerar los siguientes parámetros, según Harmsen (2002):

1. Las varillas deben ser cortadas en las secciones en las cuales ya no son requeridas por solicitaciones de flexión. Estos puntos constituyen los puntos teóricos de corte de acero.

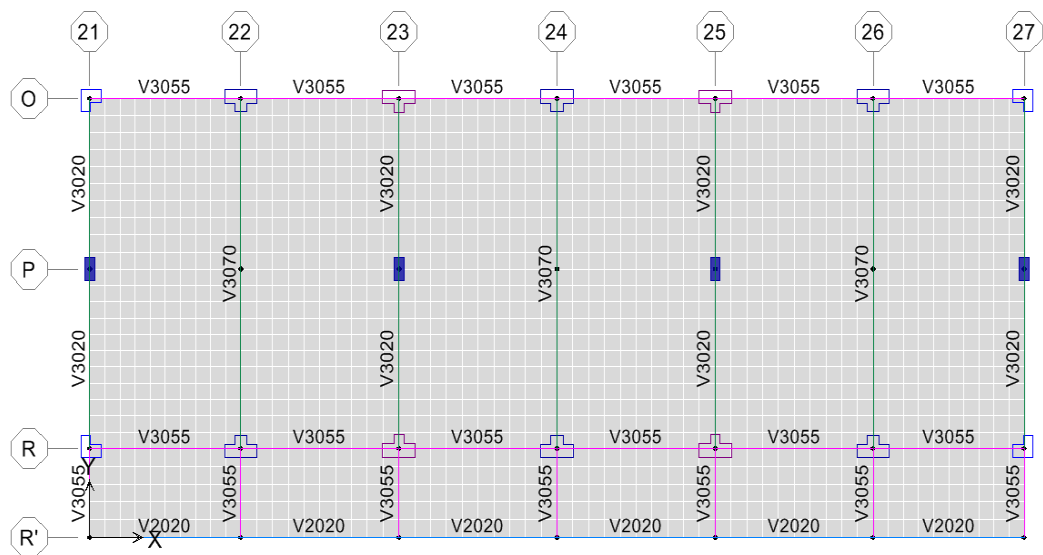
2. Las fuerzas cortantes que actúan sobre los elementos tienden a incrementar la tensión en las varillas de acero. Este incremento debe tomarse en cuenta para el corte del refuerzo.

3. Cada varilla debe tener una adecuada longitud de anclaje para garantizar que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia en los puntos de máximo esfuerzo.

4. Debe evitarse, en lo posible, el corte de barras en tensión en zonas donde la fuerza cortante es elevada pues se producen grandes concentraciones de esfuerzos y grietas inclinadas en los puntos de corte. En general, el número de cortes de acero debe reducirse al mínimo para simplificar el diseño y la construcción.



LOSA ALIGERADA DEL 2º NIVEL - PABELLON 01



LOSA ALIGERADA DEL 1º NIVEL - PABELLON 01

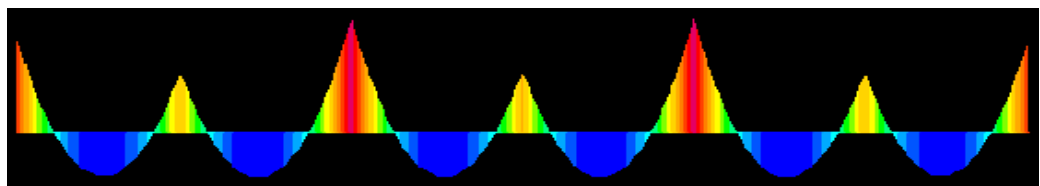
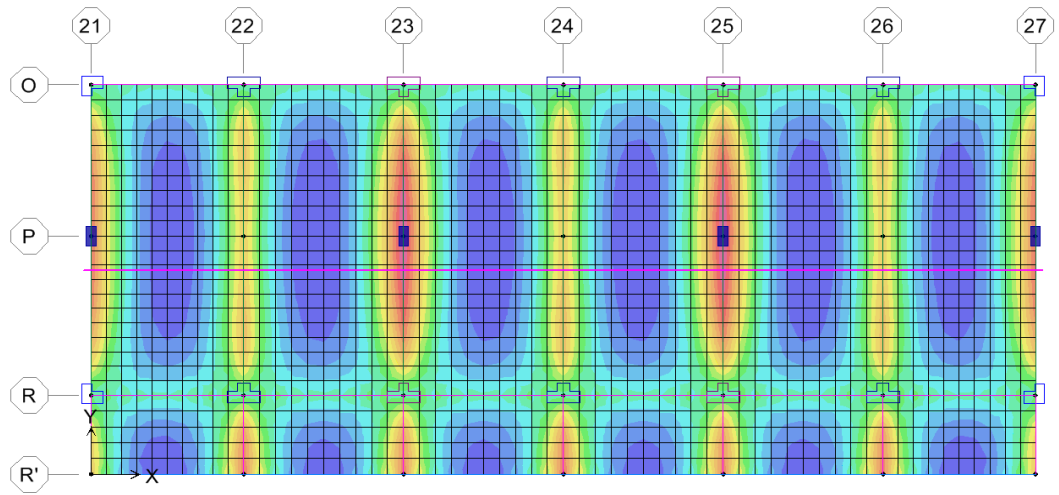


DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR DE LOSA ALIGERADA 2° NIVEL
 – PAB. 01

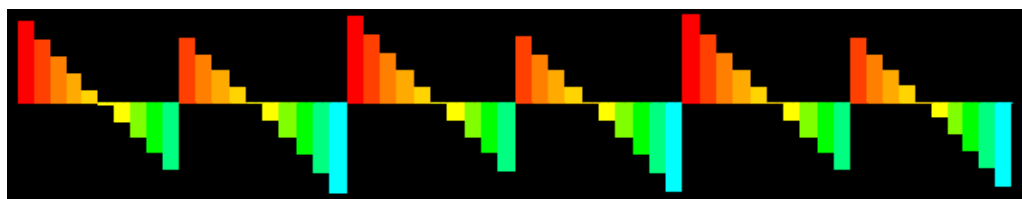
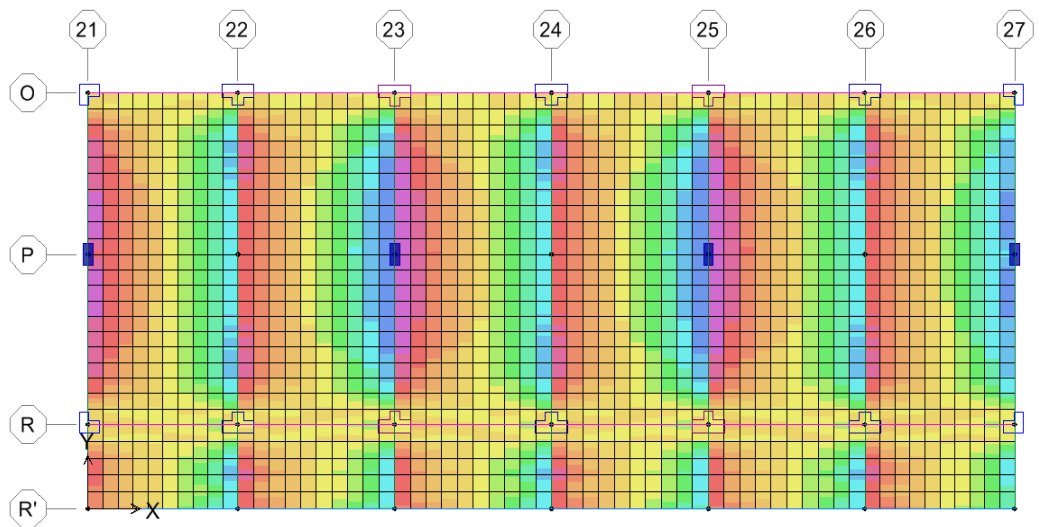


DIAGRAMA FUERZA CORTANTE DE LOSA ALIGERADA 2° NIVEL
 – PAB. 01

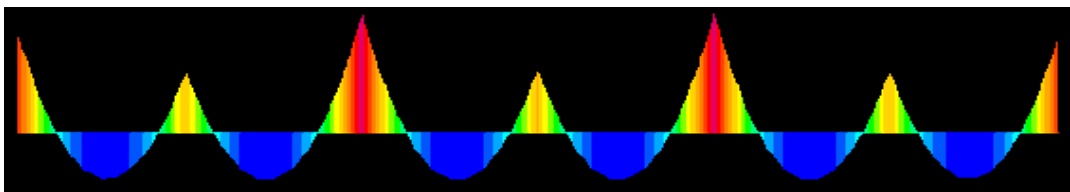
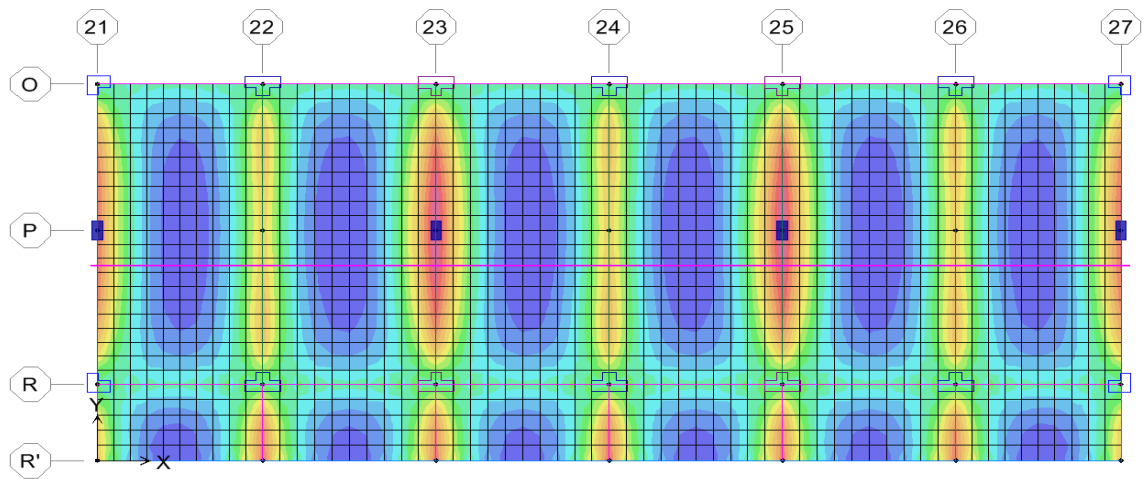


DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR DE LOSA ALIGERADA 1° NIVEL

- PAB. 01

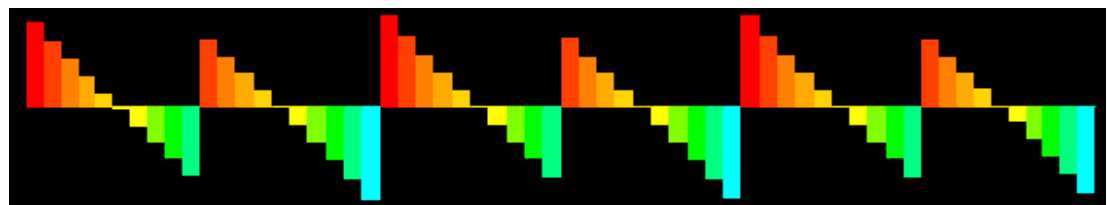
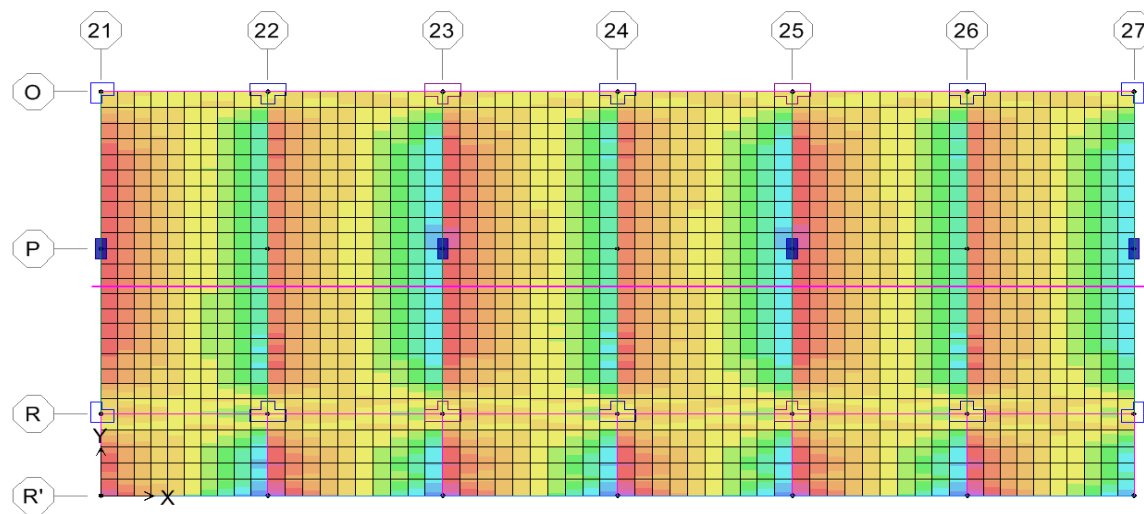
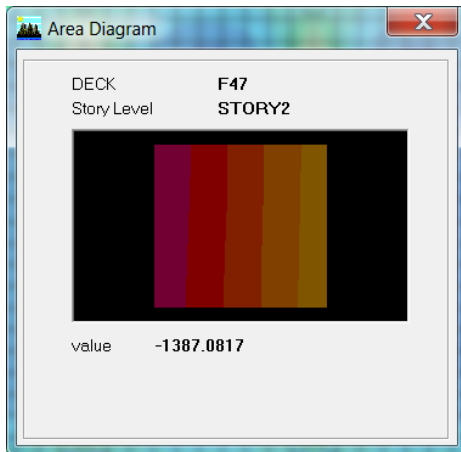


DIAGRAMA FUERZA CORTANTE DE LOSA ALIGERADA 2° NIVEL

- PAB. 01



LECTURA DMF EN LOSA ALIGERADA 2° NIVEL – PAB. 01

$$M_{\text{máx. (-)}} = 1390 \text{ Kg-m/m} * 0.40 \text{ m} = 556 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{máx. (+)}} = 530 \text{ Kg-m/m} * 0.40 \text{ m} = 212 \text{ Kg-m}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Momentos Flectores Negativo

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

- Mu = 556 Kg-m
- h = 20 cm
- R=rec+db/2 = 5 cm
- b = 10 cm
- d = 15 cm
- f c = 210 Kg/cm²

p = 0.0071	4/3 p = 0.0095	p mín = 0.0024	p temp = 0.0018
As = 1.07 cm ²	As = 1.43 cm ²	As = 0.36 cm ²	As = 0.36 cm ²

$$As \text{ (colocado)} = 1.27 \text{ cm}^2 (1\varnothing 1/2'') > As \text{ (calculado)} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Momentos Flectores Positivo

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

- Mu = 212 Kg-m
- h = 20 cm
- R=rec+db/2 = 3 cm
- b = 10 cm
- d = 17 cm
- f c = 210 Kg/cm²

p = 0.0020	4/3 p = 0.0026	p mín = 0.0024	p temp = 0.0018
As = 0.34 cm ²	As = 0.45 cm ²	As = 0.41 cm ²	As = 0.36 cm ²

$$As \text{ (colocado)} = 0.71 \text{ cm}^2 (1\varnothing 3/8'') > As \text{ (calculado)} = 0.41 \text{ cm}^2$$

UTILIZANDO EL METODO DE TANTEO

Mu (neg.)	Mu (pos.)
556.00	212.00

Kg-m

Diseño por flexión de los momentos negativos y positivos

El peralte efectivo $d = 15$ cm. $d = 17$ cm.

	Rfzo Negativo		Rfzo Positivo			
$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$	A _s	21.79	cm ²	A _s	7.33	cm ²
$a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$	a	12.82	cm	a	17.25	cm

$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$	A _s	1.71	cm ²	A _s	0.67	cm ²
$a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$	a	1.01	cm	a	0.16	cm

$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$	A _s	1.01	cm ²	A _s	0.33	cm ²
$a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$	a	0.60	cm	a	0.08	cm

$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$	A _s	1.00	cm ²	A _s	0.33	cm ²
$a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$	a	0.59	cm	a	0.08	cm

Area de Acero Mínima

$A_{smin} = 0.7 \sqrt{f' c} / f_y * b * d$	A _{smin}	0.36	cm ²	A _{smin}	0.41	cm ²
--	-------------------	------	-----------------	-------------------	------	-----------------

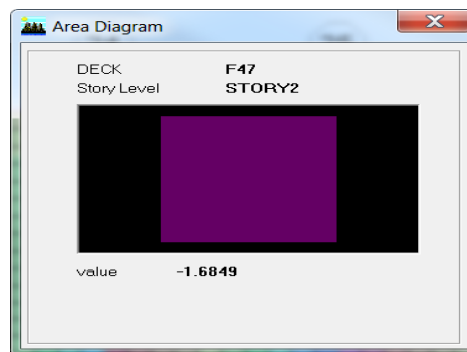
Comparando con el acero mínimo

A _{s1}	1.00	cm ²	A _{s1}	0.41	cm ²
-----------------	------	-----------------	-----------------	------	-----------------

1Ø1/2"

1Ø3/8"

DISEÑO POR CORTANTE

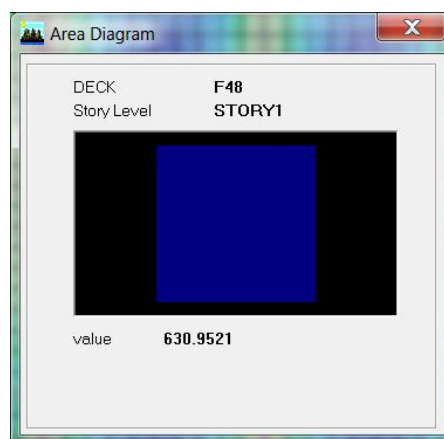
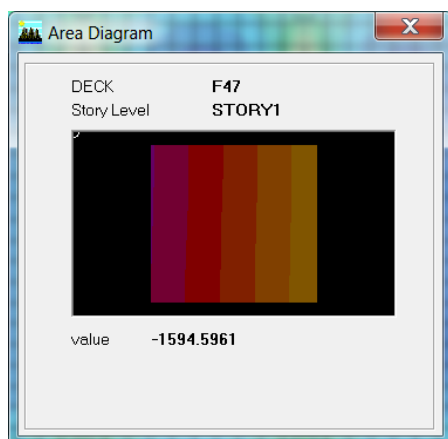


LECTURA DFC EN LOSA ALIGERADA 2º NIVEL – PAB. 01

$$V_{\text{máx.}} = 1.70 \text{ Ton/m} * 0.40 \text{ m} = 0.68 \text{ Ton}$$

fy	4200	4200
fc	210	210
h	20	20
b	10	10
rec+db/2	5	3
$\emptyset V_n = \emptyset V_c$ ton	1.27	1.44

V_c (concreto) = 1.27 Ton > V_u/\emptyset (calculado) = 0.68 Ton OK



LECTURA DMF EN LOSA ALIGERADA 1° NIVEL – PAB. 01

$$M_{\text{máx. (-)}} = 1595 \text{ Kg-m/m} * 0.40 \text{ m} = 638 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{máx. (+)}} = 630 \text{ Kg-m/m} * 0.40 \text{ m} = 252 \text{ Kg-m}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Momentos Flectores Negativo

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \mu &= 638 \text{ Kg-m} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ R = \text{rec} + \text{db}/2 &= 5 \text{ cm} \\ b &= 10 \text{ cm} \\ d &= 15 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

p =	0.0083	4/3 p =	0.0111	p mín =	0.0024	p temp =	0.0018
As =	1.25 cm ²	As =	1.66 cm ²	As =	0.36 cm ²	As =	0.36 cm ²

$$A_s (\text{colocado}) = 1.27 \text{ cm}^2 (1\emptyset 1/2'') > A_s (\text{calculado}) = 1.25 \text{ cm}^2$$

Momentos Flectores Positivo

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \mu &= 255 \text{ Kg-m} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ R = \text{rec} + db/2 &= 3 \text{ cm} \\ b &= 10 \text{ cm} \\ d &= 17 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$p =$	0.0024	$4/3 p =$	0.0032	$p \text{ m\u00edn} =$	0.0024	$p \text{ temp} =$	0.0018
$A_s =$	0.41 cm ²	$A_s =$	0.54 cm ²	$A_s =$	0.41 cm ²	$A_s =$	0.36 cm ²

$$A_s (\text{colocado}) = 0.71 \text{ cm}^2 (1\text{Ø}3/8'') > A_s (\text{calculado}) = 0.41 \text{ cm}^2$$

UTILIZANDO EL METODO DE TANTEO

μ (neg.)	μ (pos.)
638.00	252.00

Kg-m

Dise\u00f1o por flexi\u00f3n de los momentos negativos y positivos

El peralte efectivo $d = 15$ cm. $d = 17$ cm.

Rfzo Negativo		Rfzo Positivo	
$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$	$A_s = 25.00$ cm ²	$A_s = 8.71$ cm ²	
$a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$	$a = 14.71$ cm	$a = 20.50$ cm	

$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$	$A_s = 2.21$ cm ²	$A_s = 0.99$ cm ²	
$a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$	$a = 1.30$ cm	$a = 0.23$ cm	

$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$	$A_s = 1.18$ cm ²	$A_s = 0.39$ cm ²	
$a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$	$a = 0.69$ cm	$a = 0.09$ cm	

$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$	$A_s = 1.15$ cm ²	$A_s = 0.39$ cm ²	
$a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$	$a = 0.68$ cm	$a = 0.09$ cm	

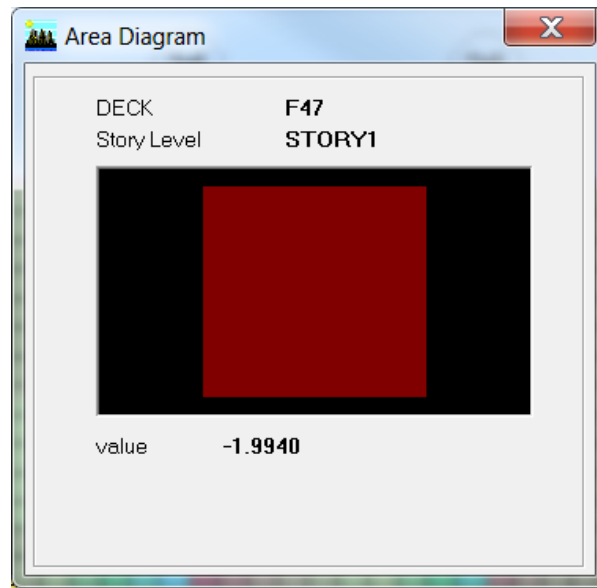
Area de Acero M\u00ednima		Area de Acero M\u00ednima	
$A_{s \text{ m\u00edn}} = 0.7 \sqrt{f' c} / f_y * b * d$	$A_{s \text{ m\u00edn}} = 0.36$ cm ²	$A_{s \text{ m\u00edn}} = 0.41$ cm ²	

Comparando con el acero m\u00ednimo		Comparando con el acero m\u00ednimo	
A_{s1}	1.15 cm ²	A_{s1}	0.41 cm ²

1Ø1/2"

1Ø3/8"

DISEÑO POR CORTANTE

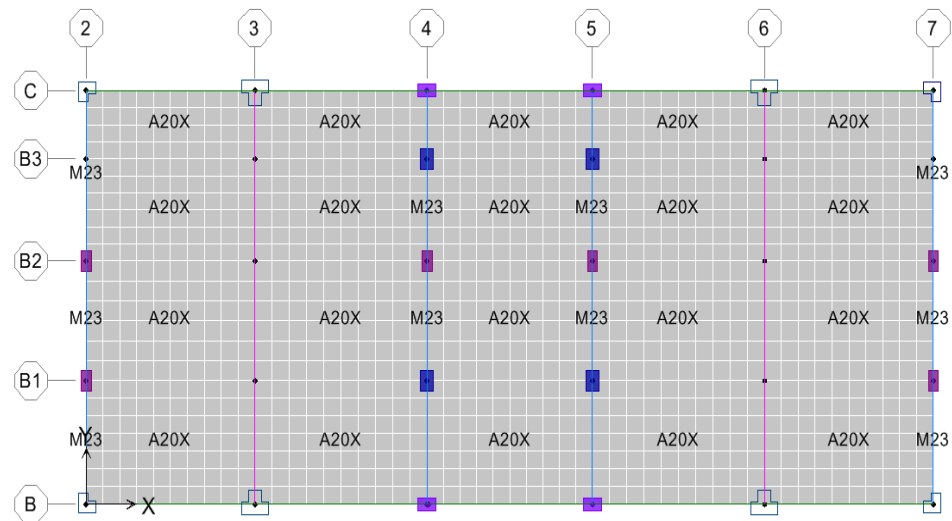


LECTURA DFC EN LOSA ALIGERADA 1° NIVEL – PAB. 01

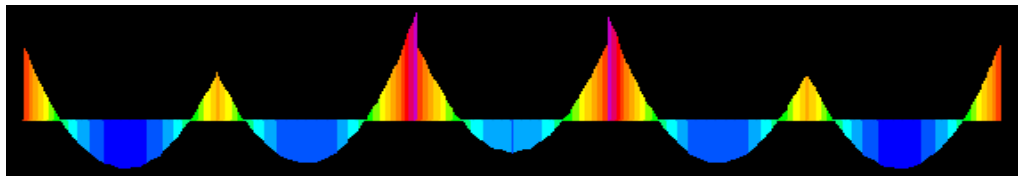
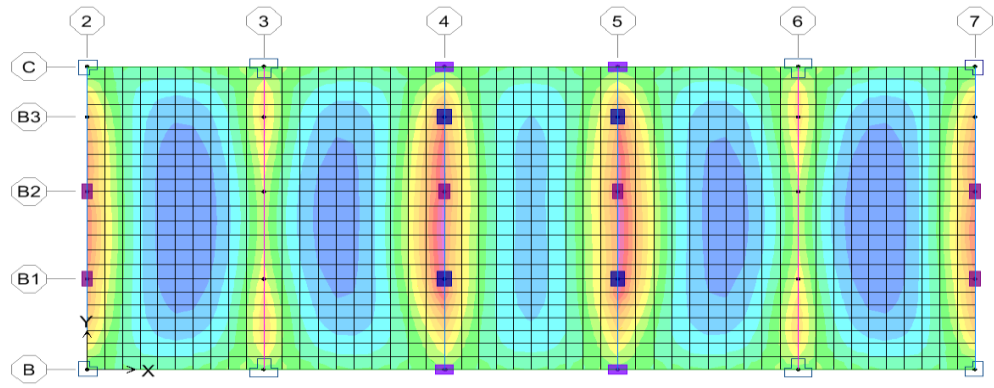
$$V_{\text{máx.}} = 1.99 \text{ Ton/m} * 0.40 \text{ m} = 0.80 \text{ Ton}$$

fy	4200	4200
fc	210	210
h	20	20
b	10	10
rec+db/2	5	3
$\emptyset V_n = \emptyset V_c \text{ ton}$	1.27	1.44

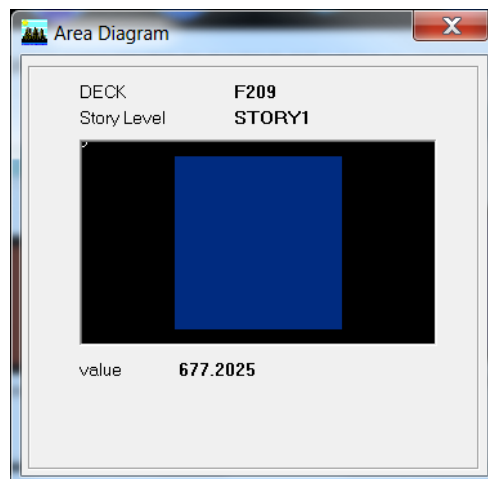
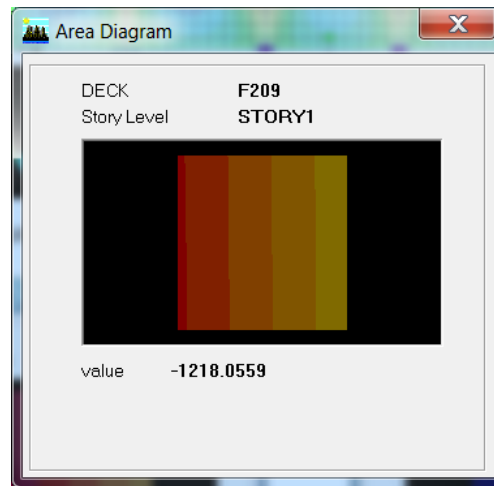
$$V_c (\text{concreto}) = 1.27 \text{ Ton} > V_u / \emptyset (\text{calculado}) = 0.68 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$



LOSA ALIGERADA DEL 1° NIVEL - PABELLON 01



*DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR LOSA ALIGERADA 1º NIVEL –
PAB. 01*



LECTURA DMF EN LOSA ALIGERADA 1º NIVEL – PAB. 01

$$M_{\text{máx. (-)}} = 1218 \text{ Kg-m/m} * 0.40 \text{ m} = 512 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{máx. (+)}} = 677 \text{ Kg-m/m} * 0.40 \text{ m} = 271 \text{ Kg-m}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Momentos Flectores Negativo

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \mu &= 512 \text{ Kg-m} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ R=\text{rec}+db/2 &= 5 \text{ cm} \\ b &= 10 \text{ cm} \\ d &= 15 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

p =	0.0065	4/3 p =	0.0087	p mín =	0.0024	p temp =	0.0018
As =	0.98 cm ²	As =	1.30 cm ²	As =	0.36 cm ²	As =	0.36 cm ²

$$As (\text{colocado}) = 1.27 \text{ cm}^2 (1\varnothing 1/2'') > As (\text{calculado}) = 0.98 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE REFUERZO NEGATIVO POR METODO DE TANTEO

$$\begin{aligned} b &= 10.00 \text{ cm} \\ d &= 15.00 \text{ cm} \\ h &= 20.00 \text{ cm} \\ f_c &= 210.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

MOMENTO NEGATIVO (Kg - m)	512.00
---------------------------	--------

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi f_y (d - 0.5 a) \\ a &= A_s f_y / (0.85 f_c b) \end{aligned}$$

A _s	1.00	cm ²
a	2.36	cm

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi f_y (d - 0.5 a) \\ a &= A_s f_y / (0.85 f_c b) \end{aligned}$$

A _s	0.98	cm ²
a	2.31	cm

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi f_y (d - 0.5 a) \\ a &= A_s f_y / (0.85 f_c b) \end{aligned}$$

A _s	0.98	cm ²
a	2.30	cm

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi f_y (d - 0.5 a) \\ a &= A_s f_y / (0.85 f_c b) \end{aligned}$$

A _s	0.98	cm ²
a	2.30	cm

Area de Acero Mínima

$$A_{s\text{min}} = 0.70 \sqrt{f_c} / f_y$$

A _{smin}	0.36	cm ²
-------------------	------	-----------------

Comparación con acero mínimo

A _{s1}	0.98	cm ²
-----------------	------	-----------------

Finalmente usaremos

Cantidad	Diámetro
1.00	1/2"

$$As (\text{colocado}) = 1.27 \text{ cm}^2 (1\varnothing 1/2'') > As (\text{calculado}) = 0.98 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Momentos Flectores Positivo

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_u &= 271 \text{ Kg-m} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ R=\text{rec}+db/2 &= 3 \text{ cm} \\ b &= 10 \text{ cm} \\ d &= 17 \text{ cm} \\ f'c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

p =	0.0026	4/3 p =	0.0034	p mín =	0.0024	p temp =	0.0018
As =	0.43 cm ²	As =	0.58 cm ²	As =	0.41 cm ²	As =	0.36 cm ²

$$A_s (\text{colocado}) = 0.71 \text{ cm}^2 (1\text{Ø}3/8'') > A_s (\text{calculado}) = 0.43 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE REFUERZO POSITIVO POR METODO DE TANTEO

$$\begin{aligned} b &= 10.00 \text{ cm} \\ d &= 15.00 \text{ cm} \\ h &= 20.00 \text{ cm} \\ f'c &= 210.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

MOMENTO POSITIVO (Kg - m)	271.00
---------------------------	--------

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi f_y (d - 0.5 a) \\ a &= A_s f_y / (0.85 f'c b) \end{aligned}$$

A _s	0.96	cm ²
a	2.25	cm

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi f_y (d - 0.5 a) \\ a &= A_s f_y / (0.85 f'c b) \end{aligned}$$

A _s	0.52	cm ²
a	1.22	cm

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi f_y (d - 0.5 a) \\ a &= A_s f_y / (0.85 f'c b) \end{aligned}$$

A _s	0.50	cm ²
a	1.17	cm

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi f_y (d - 0.5 a) \\ a &= A_s f_y / (0.85 f'c b) \end{aligned}$$

A _s	0.50	cm ²
a	1.17	cm

Area de Acero Mínima

$$A_{s\text{min}} = 0.70 \sqrt{f'c} / f_y$$

A _{smin}	0.36	cm ²
-------------------	------	-----------------

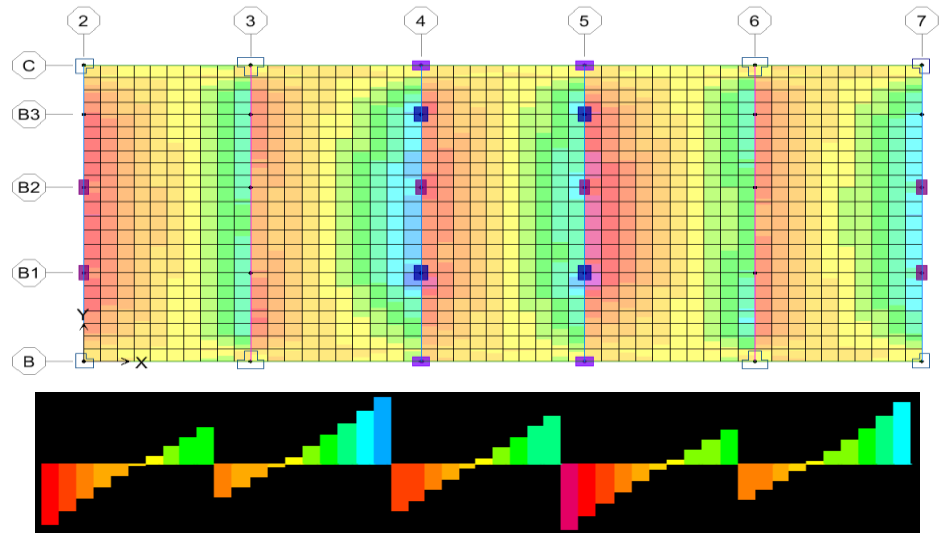
Comparación con acero mínimo

A _{s1}	0.50	cm ²
-----------------	------	-----------------

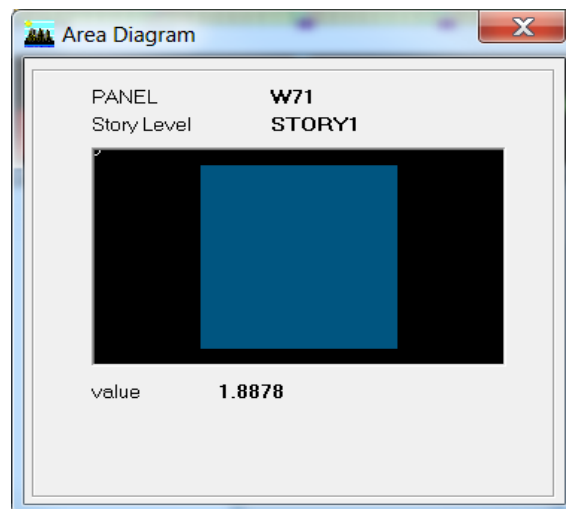
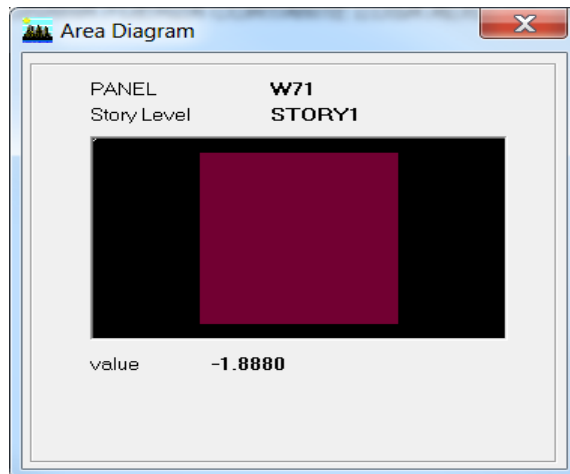
Finalmente usaremos

Cantidad	Diámetro
1.00	3/8"

$$A_s (\text{colocado}) = 0.71 \text{ cm}^2 (1\text{Ø}3/8'') > A_s (\text{calculado}) = 0.43 \text{ cm}^2$$



*DIAGRAMA FUERZA CORTANTE LOSA ALIGERADA 1º NIVEL –
PAB. 01*



LECTURA DFC EN LOSA ALIGERADA 2º NIVEL – PAB. 01

$$V_{m\acute{a}x.} = 1.89 \text{ Ton/m} * 0.40 \text{ m} = 0.76 \text{ Ton}$$

DISEÑO POR CORTANTE

fy	4200	4200
f'c	210	210
h	20	20
b	10	10
rec+db/2	5	3
ØVn= ØVc ton	1.27	1.44

$$V_c (\text{concreto}) = 1.27 \text{ Ton} > V_u / \phi (\text{calculado}) = 0.76 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

5.1.10 DISEÑO DE VIGAS

5.1.10.1 COMPORTAMIENTO

Para poder entender el comportamiento de una viga sometida a flexión, será necesario separarlo en 4 etapas:

1° Etapa: ocurre mientras el momento de agrietamiento no sea excedido por el momento máximo. No se presentan fisuras.

2° Etapa: Aumentando la carga aplicada, tenderá a presentarse pequeñas fisuras las cuales serán controladas por el refuerzo en su totalidad y el esfuerzo a compresión lo asumen el concreto en su parte opuesta.

3° Etapa: aquí es cuando se alcanza el momento crítico, lo cual producirá las primeras fisuras al hacia el centro de la viga las cuales apuntan al eje neutro. El concreto fisurado no resiste la atracción por lo que el refuerzo asume todo su esfuerzo a tracción por completo. El eje neutro asciende con el aumento de la carga. La sección es menos rígida por lo que su momento de inercia disminuye. Las fisuras se ensanchan conforme a la carga aplicada aumente pero si esta última se retira se cerrarán, cabe destacar que si se vuelve a cargar la viga ya antes fisurada estas fisuras aparecerán rápidamente.

4° Etapa: Finalmente el refuerzo alcanza su esfuerzo de fluencia aunque normalmente el concreto no llegue a su máxima resistencia a la compresión, conforme se incrementa la carga aplicada el acero entrara a su fase de endurecimiento por deformación y finalmente el concreto fallará por aplastamiento.

5.1.10.2 DISEÑO POR FLEXION

Para el cálculo del refuerzo por flexión, al igual que para las viguetas, se utiliza la siguiente formula:

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

Donde:

- A_s : Área de refuerzo en tensión en cm^2 .
- M_u : Momento ultimo o de diseño en $\text{kg}\cdot\text{m}$.
- Φ : Factor de reducción de carga igual a 0.90.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2 .
- D : Peralte efectivo de la sección en cm .
- A : Altura del bloque rectangular en cm .

En esta fórmula no se conoce el valor de “a” por lo cual asumimos este valor como $0.20 \cdot d$ tanto para el momento positivo como para el negativo.

$$a = 0.20 \cdot d$$

Una vez obtenido el valor de “ A_s ” se hace el cálculo de “a” con la siguiente formula:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

Donde:

- f_c : Resistencia a la compresión del concreto en kg/cm^2 .
- B : Ancho de la viga en cm .

Se sigue este método de aproximaciones sucesivas hasta que el valor de “ A_s ” o el valor de “a” se aproximen.

5.1.10.2.1 Cuantía máxima de refuerzo

Como se usa el diseño a la rotura o por resistencia ultima la cuantía del elemento debe ser menor que la cuantía balanceada. El cálculo de la cuantía máxima es igual que el realizado en el capítulo de losa aligerada, por estar ambos elementos sometidos a flexión.

Entonces la cuanta máxima será:

$$\rho_{\max} = 0.0159$$

El área de acero máxima se obtendrá multiplicando la cuantía máxima por el peralte efectivo y por el ancho del elemento.

$$A_{s_{\max}} = bxd\rho_{\max}$$

5.1.10.2.2 Cuanta mínima de refuerzo

La cuantía mínima de refuerzo para vigas se calcula igual que en el capítulo de losa aligerada por lo que esta no deberá ser menor que:

$$\rho_{\min} \geq \frac{14}{f_y}$$

El acero mínimo se obtendrá de multiplicar la cuantía mínima por el peralte efectivo y por el ancho de la viga.

$$A_{s_{\min}} = dxd\rho_{\min}$$

5.1.10.3 DISEÑO POR CORTANTE

Según Chávez (2003), el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la Norma Peruana, en referencia a ello en todas las secciones deberá cumplirse:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

Donde:

- V_u : Resistencia última requerida por corte en la sección analizada.
- V_n : Resistencia nominal por corte

La resistencia nominal al corte en una sección cualquiera, es la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el refuerzo de tal forma que:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- V_c : Resistencia del concreto al corte.
- V_s : Resistencia del acero al corte.

Según Harmsen (2002), si la reacción de apoyo induce compresión en el elemento y no existe ninguna carga concentrada entre la cara del apoyo y una sección ubicada a “d” de ella, entonces las secciones situadas en este tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada

a “d” del apoyo. Esta sección se denomina sección crítica y es la que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento.

La reducción de la carga de diseño en los apoyos se debe a que la reacción de compresión incrementa la resistencia al corte de la pieza. Asimismo, la grieta más cercana al apoyo presenta una inclinación de 45° y alcanza el borde superior del elemento a “d” de la cara. La fuerza de corte última se puede tomar a una distancia “d” del apoyo para los siguientes casos:

- Elementos apoyados sobre la parte superior del elemento de apoyo.
- Elementos conectados monolíticamente con otros.

Según Chávez (2003), cuando la reacción en el apoyo induce tracción al elemento, la sección crítica se encuentra en la cara del apoyo. Para la estructura en análisis, formada por un sistema dual donde se combina el uso de pórticos y muros de corte, las vigas se diseñarán para un cortante último ubicado a “d” del apoyo por ser conexión monolítica y estar sometidas a compresión en el apoyo.

5.1.10.3.1. Resistencia al corte aportado por el concreto

Según Harmsen (2002), el código del ACI sugiere una expresión simplificada que, por su simplicidad, es la más usada para la determinación de la fuerza cortante que resiste el concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c}bd$$

- V_c : Fuerza cortante que resiste el concreto en kg.
- b : Ancho de la viga en cm.
- d : Peralte efectivo de la viga en cm.

5.1.10.3.2. Resistencia al corte aportado por el acero transversal

Cuando la fuerza cortante última V_u exceda la resistencia al corte del concreto ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

La fuerza cortante resistida por los estribos verticales al eje del elemento será:

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

Donde:

- V_s : Fuerza cortante que resiste el acero en kg.
- A_v : Área del refuerzo por corte en cm^2 .
- s : Separación del refuerzo transversal en cm.

Si utilizamos estribos de 3/8" de diámetro como refuerzo transversal para resistir el cortante tendremos un área de refuerzo de 1.42 cm^2 por estribo ya que este, por ser de forma rectangular está formado por dos ramas.

$$A_v = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2$$

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

Por el análisis estructural obtenemos el valor de la cortante última V_u , y luego de restarle el cortante que resiste el concreto V_c , tendremos el cortante que resistirá el acero. Entonces podremos obtener la separación de los estribos verticales de 3/8" de diámetro.

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

5.1.10.3.3. Requerimientos mínimos del refuerzo transversal

Según Harmsen (2002), la falla por corte es frágil y debe ser evitada siempre. Por ello se recomienda colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para brindar mayor seguridad al diseño y para garantizar que el elemento sea capaz de resistir los esfuerzos que se presentan después de producirse el agrietamiento diagonal. El refuerzo mínimo sugerido por el código debe colocarse siempre que:

$$\frac{V_c}{2} \leq V_n \leq V_c$$

y es igual a:

$$A_{v_{\min}} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

5.1.10.3.4. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Según Harmsen (2002), para definir el espaciamiento máximo del refuerzo transversal es necesario considerar que cada fisura diagonal potencial debe ser atravesada por lo menos por una varilla de acero. El código recomienda que, para estribos perpendiculares al eje del elemento, el espaciamiento máximo sea:

$$S \leq 60cm$$
$$s \leq \frac{d}{2}$$

Los espaciamientos máximos precisados en las expresiones anteriores son válidos siempre que:

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f_c}b_wd$$

En caso que pase estos límites, los espaciamientos máximos deben reducirse a la mitad, es decir:

$$S \leq 30cm$$
$$S \leq \frac{d}{4}$$

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

5.1.10.3.5. Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia de corte

Según Harmsen (2002), el refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el comportamiento dúctil del elemento. Del mismo modo, el esfuerzo transversal tiene una limitación similar que busca evitar la falla del concreto comprimido, ubicado en el extremo superior de las fisuras diagonales, antes de la fluencia del acero transversal. Esta limitación también provee un efectivo control del ancho de las grietas inclinadas.

El código del ACI recomienda que:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f_c}b_wd$$

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

5.1.10.3.6. Requisitos especiales para vigas sismo-resistentes

Según Chavez (2003), para elementos en flexión que resistan fuerzas de sismo, el refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, a menos que las exigencias por diseño del esfuerzo cortante sean mayores.

- Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8" con gancho estándar a 135°.

- La zona de confinamiento será igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del apoyo al centro de luz.

$$L_o = 2 h$$

- Los estribos se colocarán con un espaciamiento "So" que no excederá el menor de los siguientes valores.

$$S_o \leq 0.25d \quad S_o = 8 \text{ db menor} \quad S_o \leq 30\text{cm}$$

Donde:

lo: Longitud de confinamiento.

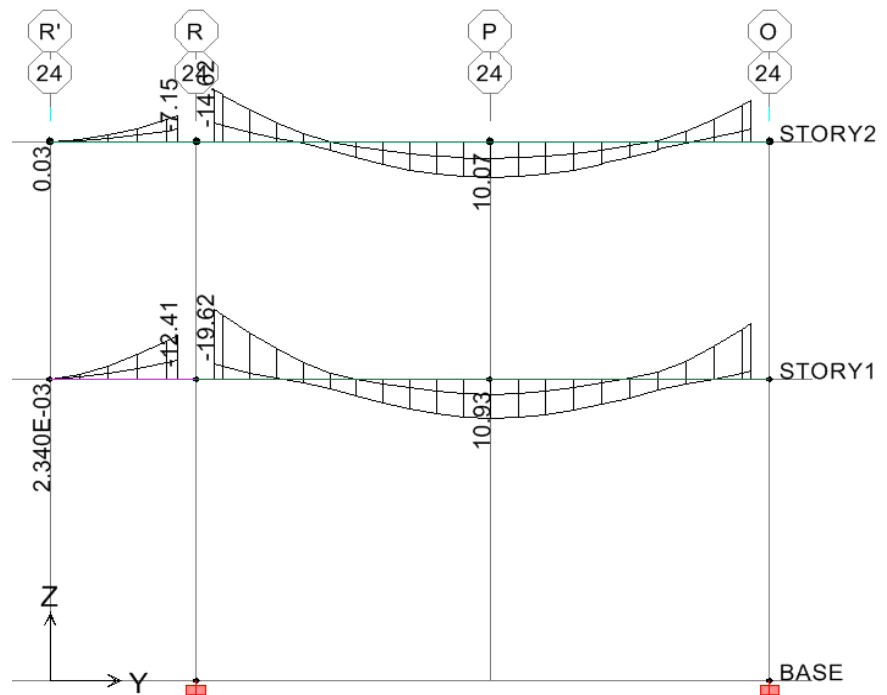
h: Peralte total de la viga.

so: Espaciamiento del refuerzo transversal en zona de confinamiento.

d: Peralte efectivo de la viga.

db_{menor}: Diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

- El primer estribo deberá situarse a la mitad del espaciamiento So o 5 cm.



LECTURA DMF EN LA VIGA 1° Y 2° NIVEL – PAB. 01

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x.}} (-) = 19,620 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x.}} (+) = 10,930 \text{ Kg-m}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Momentos Flectores Negativo

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_u &= 19620 \text{ Kg-m} \\ h &= 70 \text{ cm} \\ R = \text{rec} + db/2 &= 9 \text{ cm} \\ b &= 30 \text{ cm} \\ d &= 61 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$p = 0.0049$	$4/3 p = 0.0066$	$p \text{ m}\acute{\text{i}}\text{n} = 0.0024$	$p \text{ temp} = 0.0018$
$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$	$A_s = 12.05 \text{ cm}^2$	$A_s = 4.42 \text{ cm}^2$	$A_s = 3.78 \text{ cm}^2$

Bar	cm ²	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm
Ø5/8"	2.00	4.5	6.64	6.0	4.98	2.2	13.6	1.9	15.87
Ø3/4"	2.84	3.2	9.43	4.2	7.07	1.6	19.3	1.3	22.54
Ø1"	5.10	1.8	16.93	2.4	12.70	0.9	34.6	0.7	40.48

$$A_s (\text{colocado}) = 13.68 \text{ cm}^2 (2\text{Ø}3/4'' + 4\text{Ø}5/8'') > A_s (\text{calculado}) = 9.04 \text{ cm}^2$$

Momentos Flectores Positivo

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

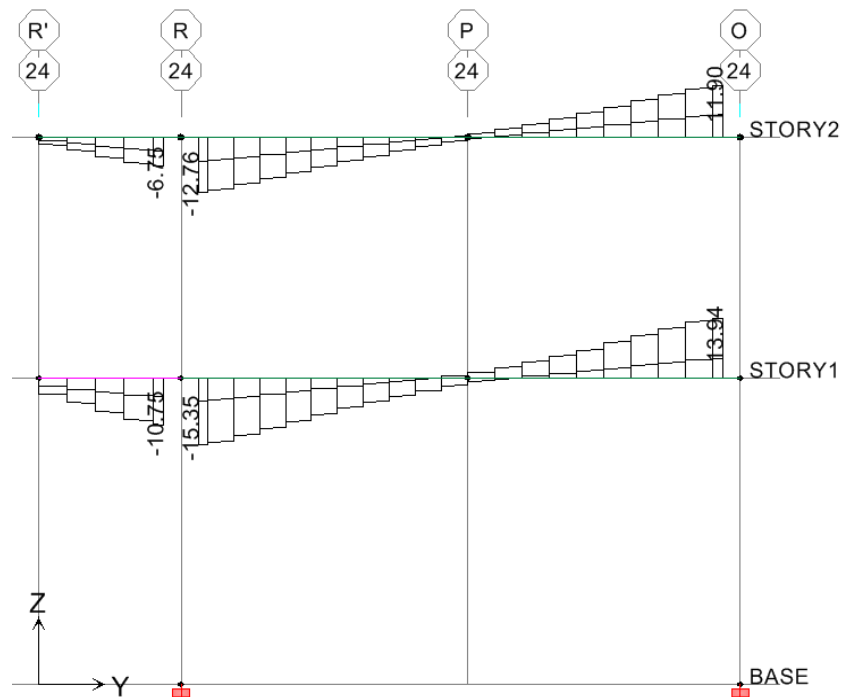
$$\begin{aligned} \mu &= 10930 \text{ Kg-m} \\ h &= 70 \text{ cm} \\ R = r + db/2 &= 9 \text{ cm} \\ b &= 30 \text{ cm} \\ d &= 61 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$p = 0.0027$	$4/3 p = 0.0036$	$p \text{ mín} = 0.0024$	$p \text{ temp} = 0.0018$
$A_s = 4.89 \text{ cm}^2$	$A_s = 6.53 \text{ cm}^2$	$A_s = 4.42 \text{ cm}^2$	$A_s = 3.78 \text{ cm}^2$

Bar	cm ²	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm
Ø5/8"	2.00	2.4	12.26	3.3	9.19	2.2	13.6	1.9	15.87
Ø3/4"	2.84	1.7	17.41	2.3	13.05	1.6	19.3	1.3	22.54
Ø1"	5.10	1.0	31.26	1.3	23.44	0.9	34.6	0.7	40.48

$$A_s (\text{colocado}) = 7.68 \text{ cm}^2 (2\text{Ø}3/4'' + 4\text{Ø}5/8'') > A_s (\text{calculado}) = 4.89 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR CORTANTE



LECTURA DFC EN VIGAS 1º y 2º NIVEL – PAB. 01

$$V_{\text{máx.}} = 15.35 \text{ Ton}$$

fy	4200	4200
f'c	210	210
h	70	70
b	30	30
rec+db/2	9	9
Q#3		
Q#4		
Q#5	4	
Q#6	2	2
Q#8		
As	13.7	5.7
	40.0	17.5
L (m)	6.90	
Vp (ton)	8.33	
Vest. (ton)	15.35	
Vd (ton)	23.68	

1.2*Σ Vigas/2 (ton-m)	34.49	
ØVc ton	11.95	11.9
ØVc/2 ton	5.97	6.0
Estribo #	#3	#3
Av cm2	1.42	1.42
S cm	10	15
Vs ton	36	24
Vs ton MAX	56	56
Vn ton	50	38
Ø Vn ton	43	33

$$V_{\text{máx.}} = 15.35 \text{ Ton} > Vu/\phi \text{ (calculado)} = 43.00 \text{ Ton}$$

OK

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN VIGAS

Viga Principal V 103 30 x 70

1° Nivel

Tramo R-O Acero Negativo

Resistencia a la compresión del concreto	f'_c	210	kg/m ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	4200	kg/m ²
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0.9	
Ancho de la viga	b	30	cm
Peralte de la viga	h	70	cm
Momento último	M_u	19.62	ton - m

Peralte efectivo

$$d = h - 9$$

d	61	cm
---	----	----

Altura del bloque rectangular en compresión

$$a = 0.5 * d$$

a	30.50	cm
---	-------	----

Cálculo del área de acero por aproximaciones sucesivas

$$A_s = M_u / \phi f_y (d - 0.5a)$$

$$a = A_s * f_y / 0.85 * f'_c * b$$

A_s	11.35	cm ²
A_s	9.18	cm ²
A_s	9.04	cm ²
A_s	9.03	cm ²

a	8.90	cm
a	7.20	cm
a	7.09	cm
a	7.09	cm

Comparando

$$A_{smin} = 0.7 * \sqrt{f'_c} / f_y * b_w * d$$

$$A_{smax} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

A_{smin}	4.42	cm ²
A_{smax}	29.17	cm ²

El área de acero será

Calculado

A_s	9.03	cm²
-------------------------	-------------	-----------------------

Usaremos las siguientes varillas

Nomenclatura	Equivalencia
# 3	Ø3/8"
# 4	Ø1/2"
12MM	Ø12 MM
# 5	Ø5/8"
# 6	Ø3/4"

Cantidad	Diámetro	Area Total
und		cm ²
2	# 6	5.68
4	# 5	8.00
As Colocado		13.68

Ok

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN VIGAS

Viga Principal V 103 30 x 70

1° Nivel

Tramo R-O Acero Positivo

Resistencia a la compresión del concreto
Esfuerzo de fluencia del acero
Factor de reducción de resistencia
Ancho de la viga
Peralte de la viga
Momento último

f'_c	210	kg/m ²
f_y	4200	kg/m ²
ϕ	0.90	
b	30	cm
h	70	cm
M_u	10.93	ton - m

Peralte efectivo

$$d = h - 9$$

d	61	cm
---	----	----

Altura del bloque rectangular en compresión

$$a = 0.5 * d$$

a	30.50	cm
---	-------	----

Cálculo del área de acero por aproximaciones sucesivas

$$A_s = M_u / (\phi f_y (d - 0.5a))$$

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f'_c * b)$$

A_s	6.32	cm ²
A_s	4.94	cm ²
A_s	4.90	cm ²
A_s	4.89	cm ²

a	4.96	cm
a	3.88	cm
a	3.84	cm
a	3.84	cm

Comparando

$$A_{smin} = 0.7 * \sqrt{f'_c} / f_y * b_w * d$$

$$A_{smax} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

A_{smin}	4.42	cm ²
A_{smax}	29.17	cm ²

El área de acero será

A_s	4.89	cm ²
-------	------	-----------------

Usaremos las siguientes varillas

Nomenclatura	Equivalencia
# 3	Ø3/8"
# 4	Ø1/2"
12MM	Ø12 MM
# 5	Ø5/8"
# 6	Ø3/4"

Cantidad	Diametro	Area Total
und		cm ²
2	# 6	5.68
1	# 5	2.00
		7.68

Ok

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL

Viga Principal V 103 30 x 70

Resistencia a la compresion del concreto
Esfuerzo de fluencia del acero
Factor de reducci3n de resistencia
Ancho de la viga
Peralte de la viga
Fuerza cortante a la distancia "d" del apoyo
Diámetro del refuerzo longitudinal menor
Diametro del estribo
Area del refuerzo transversal

f'_c	210	kg/m ²
f_y	4200	kg/m ²
ϕ	0.85	
b	30	cm
h	70	cm
V_u	15.35	ton
d_{bmenor}	# 6	
d_e	# 3	
A_v	1.42	cm ²

Peralte efectivo de la viga

$$d = h - 9$$

d	61	cm
---	----	----

Fuerza cortante nominal

$$V_u \leq \phi * V_n$$

$$V_u \leq \phi * (V_c + V_s)$$

Fuerza cortante que resiste el concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

$$V_u \leq \phi * (V_c)$$

V_c	14.06	ton
$\phi * V_c$	11.95	ton

Se concluye $\phi V_c < V_u$ entonces el concreto absorbe todo el cortante, ahora verificamos si $V_u > \phi * V_c / 2$ porque todo elemento de concreto armado sometido a flexi3n se le debe colocar 1rea de refuerzo m3nima para cortante

$\phi * V_c / 2$	5.97	ton	Ok
------------------	------	-----	----

Espaciamiento del refuerzo transversal m3nimo

$$s = A_v * f_y / 3.5 * b$$

$$s \leq d / 2$$

$$s \leq 60 \text{ cm}$$

$$s = 56.80 \text{ cm}$$

$$s = 30.50 \text{ cm}$$

$$s = 60.00 \text{ cm}$$

Entonces

$$s = 30.00 \text{ cm}$$

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL				
Viga Principal V 103 30 x 70				
Zona de confinamiento	$l_o = 2h$	l_o	1.40	m
Espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento				
	$s_o \leq d/4$	$s_o =$	15.25	cm
	$s_o \leq 8d_{\text{bmenor}}$	$s_o =$	12.77	cm
	$s_o \leq 24d_e$	$s_o =$	22.80	cm
	$s_o \leq 30 \text{ cm}$	$s_o =$	30.00	cm
	Entonces	$s_o =$	10.00	cm
Espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento				
	$s \leq d/2$	$s =$	30.00	cm
Finalmente el espaciamento será				
			1 @ 0.05 m.	
			12 @ 0.10 m.	
			1 @ 0.15 m.	
			Resto @ 0.30 m.	

5.1.11 DISEÑO DE COLUMNAS

El cálculo del refuerzo transversal para columnas seguirá la misma metodología que para vigas. De esta manera si al usar estribos de diámetro igual a 3/8" y los espaciamentos obtenidos son menores que los requeridos por ductilidad debemos diseñar el elemento para satisfacer estas exigencias.

Para el cálculo del refuerzo transversal debemos determinar la fuerza cortante que resistirá el acero, el cual es igual a la fuerza cortante nominal que actúa en el elemento menos la fuerza cortante que resiste el concreto.

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c}b_wd$$

Donde:

- V_s : Fuerza cortante que resiste el acero en kg.
- V_n : Fuerza cortante nominal que actúa en el elemento en kg.

- V_c : Fuerza cortante que resiste el concreto en kg.
- F'_c : Resistencia a la compresión del concreto en kg/cm².
- b_w : Ancho de la columna en cm.
- d : Peralte efectivo de la columna en cm.

Luego sabiendo que usaremos estribos de 3/8" de diámetro tenemos que el área del refuerzo transversal será 1.42 cm², valor que se reemplazará en la siguiente fórmula para obtener el espaciamiento de los estribos.

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

Fig. N° 63: Columnas del Pabellón 1

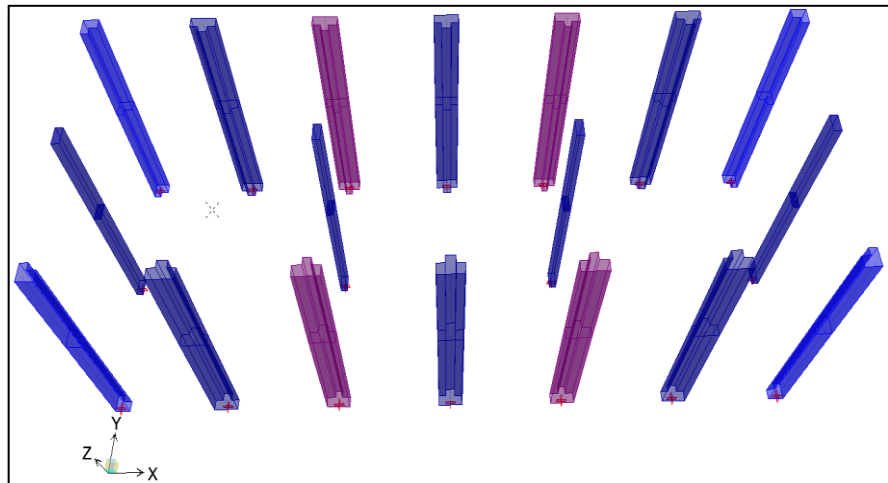


Fig. N° 64: Nomenclaturas asignadas a las columnas del pabellón 1

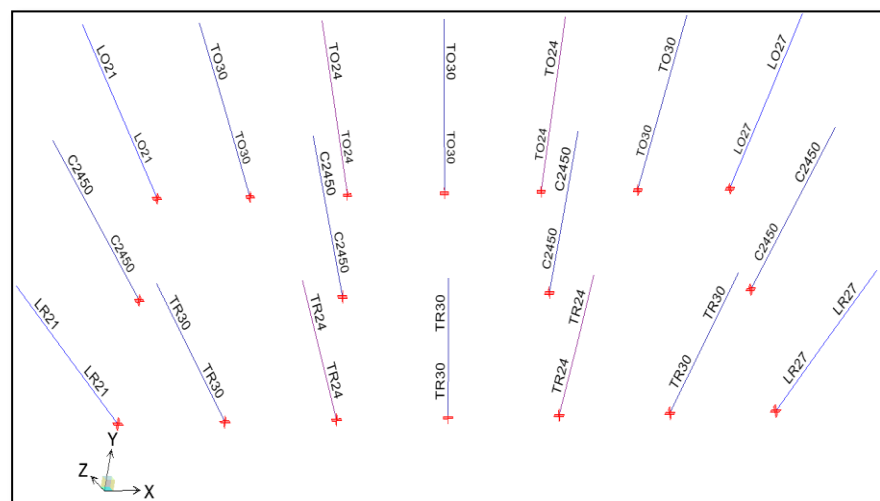


Fig. N° 65: Labels a las columnas - Pabellón 1

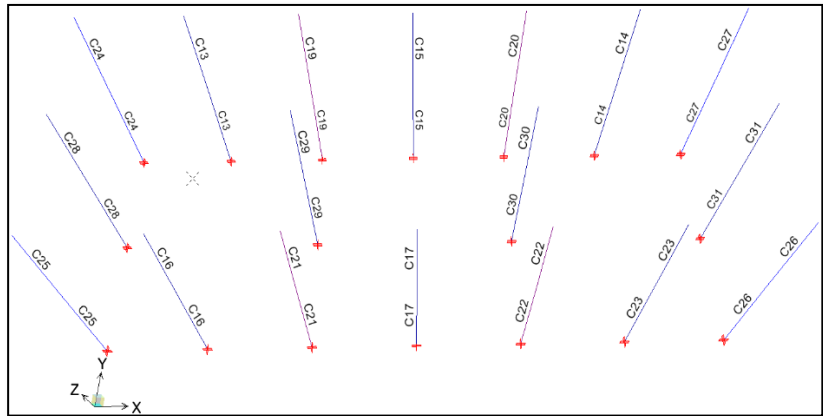


Fig. N° 66: Sección de la columna T ingresada al ETABS

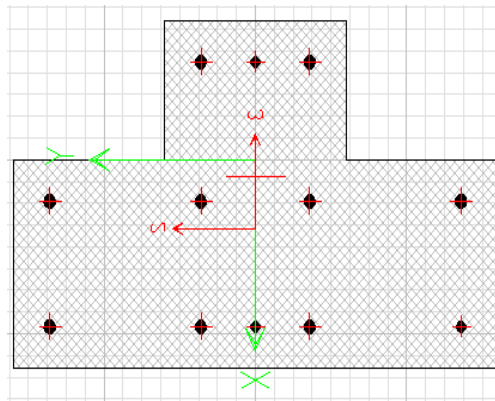


Fig. N° 67: Sección de columna T representada en Autocad

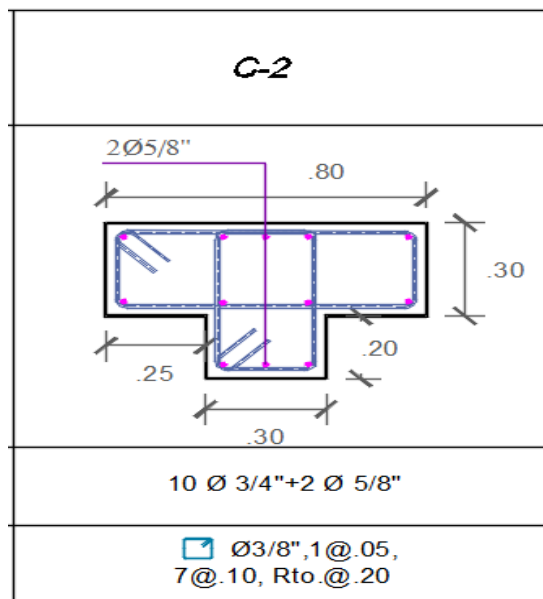


Tabla N° 7: Datos P-M2 para diagrama de iteración

P-M2	CURVE 7	90°	CURVE 19	270°
	CURVE 7		CURVE 19	
	P	M2	P	M2
1	-469.9	1.5	-469.9	1.5
2	-469.9	14.46	-469.9	-8.26
3	-442.23	22.11	-469.9	-13.41
4	-381.61	28.03	-469.9	-18.23
5	-319.2	31.98	-469.58	-22.45
6	-254.31	34.02	-441.12	-26.15
7	-185.79	34.23	-477.97	-32.05
8	-113.6	32.84	-311.65	-36.47
9	-71.58	29.42	-261.98	-37.02
10	-47.2	28.76	-208.86	-36.29
11	-14.15	28.53	-146.67	-33.88
12	11.23	24.63	-93.53	-29.26
13	42.92	17.41	-40.79	-24.46
14	95.66	4.5	59.69	-12.79
15	119.25	-2.06	119.25	-2.06

Tabla N° 8: Datos de P-M3 para el diagrama de iteración

P-M3	CURVE 1	0°	CURVE 13	180°
	CURVE 1		CURVE 13	
	P	M2	P	M2
1	-469.90	0.76	-469.90	0.76
2	-469.90	16.25	-469.90	-15.31
3	-469.90	26.26	-469.90	-25.41
4	-460.59	34.52	-458.27	-33.79
5	-422.33	41.09	-419.62	-40.49
6	-363.82	48.25	-360.60	-47.82
7	-302.01	52.80	-298.16	-52.59
8	-235.40	54.84	-230.70	-54.91
9	-177.34	52.68	-172.63	-52.75
10	-115.22	48.37	-110.52	-48.45
11	-64.17	42.92	-59.46	-43.00
12	-24.63	42.41	-19.45	-43.44
13	14.24	35.09	19.53	-35.44
14	62.22	19.45	65.59	-20.47
15	119.25	-1.08	119.25	-1.08

Tabla N° 9: Datos P-M3-M2 Actuales

Story	Pier	Load	P	M2	M3
STORY2	C17	UDL	-28.43	-4.412	0
STORY2	C17	SSX MAX	-24.5	-3.693	5.259
STORY2	C17	SSX MIN	-24.5	-3.693	-5.26
STORY2	C17	SSY MAX	-22.88	-2.999	0
STORY2	C17	SSY MIN	-26.11	-4.388	0
STORY2	C17	CSX MAX	-14.65	-1.831	5.259
STORY2	C17	CSX MIN	-14.65	-1.831	-5.26
STORY2	C17	CSY MAX	-13.04	-1.137	0
STORY2	C17	CSY MIN	-16.26	-2.526	0
STORY1	C17	UDL	-69.39	-0.745	0
STORY1	C17	UDL	-69.39	-0.745	0
STORY1	C17	SSX MAX	-59.23	-0.599	25.33
STORY1	C17	SSX MIN	-59.23	-0.599	-25.33
STORY1	C17	SSY MAX	-55.7	4.109	0
STORY1	C17	SSY MIN	-62.76	-5.308	0
STORY1	C17	CSX MAX	-33.49	-0.208	25.33
STORY1	C17	CSX MIN	-33.49	-0.208	-25.33
STORY1	C17	CSY MAX	-29.96	4.501	0
STORY1	C17	CSY MIN	-37.02	-4.917	0

Gráfico N° 1: Diagrama de iteración en la dirección simétrica

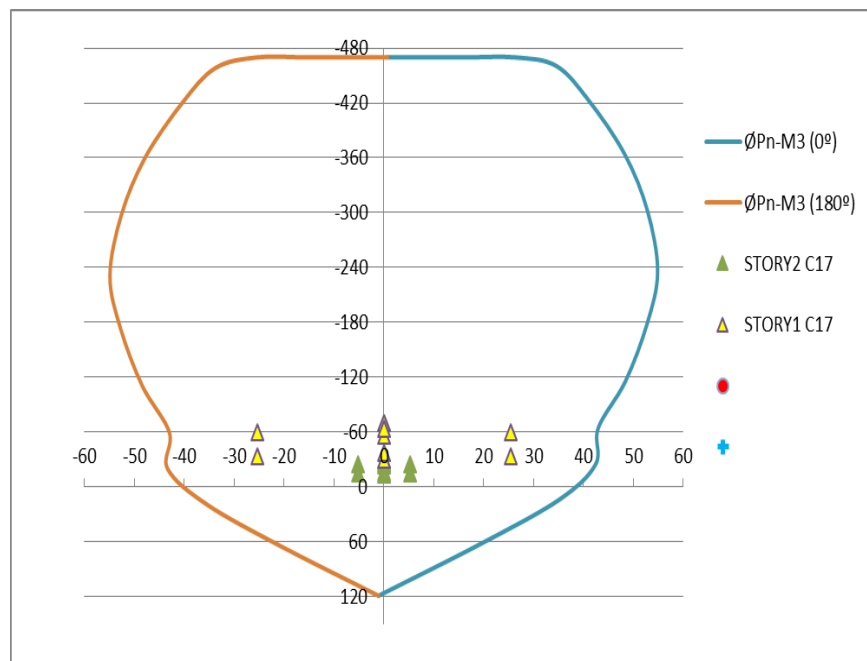
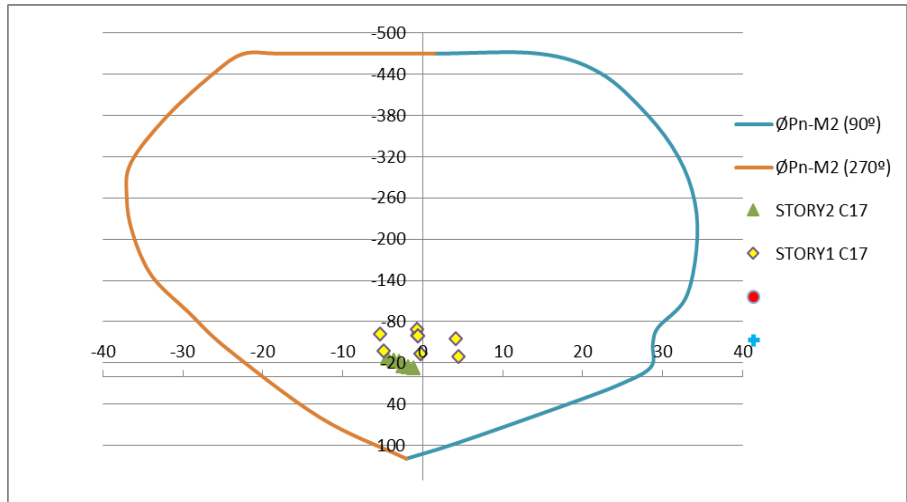
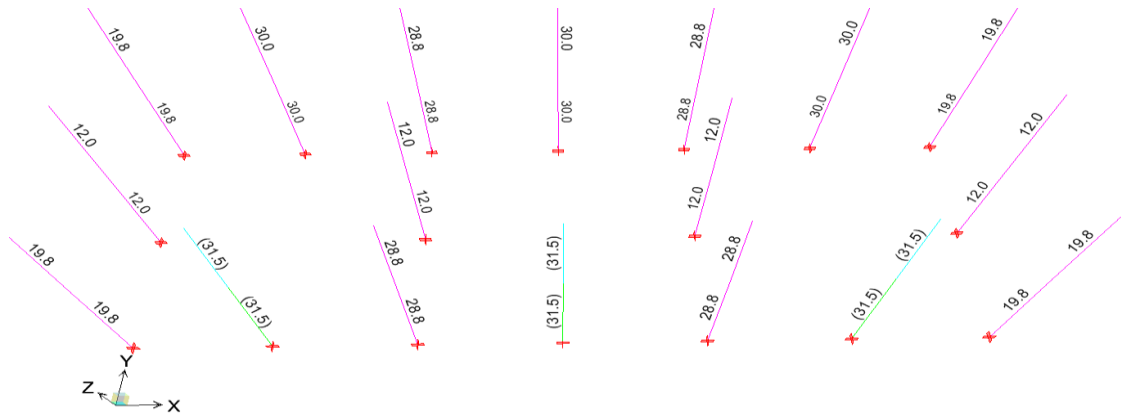


Gráfico N° 2: Diagrama de iteración en la dirección antisimétrica



Datos de Columna		
Ancho=	30 cm	
Largo=	50 cm	
Altura=	400 cm	
Relac. L/A	1.67	
Ø Long	3/4 Pulg	
	3/8 Pulg	
	So	
	10 cm	Min (Ancho:Largo) / 3
	12 cm	6 db
	10 cm	10 cm
So =	10 cm	
	Lo	
	50 cm	Max(Ancho:Largo)
	67 cm	H/6
	50 cm	50 cm
Lo =	70 cm	
	Fuera	
	19 cm	10 db
	25 cm	25 cm
	60 cm	60 cm
	30 cm	16 db
	46 cm	48 de
	30 cm	Min (Ancho:Largo)
Fuera =	19 cm	



5.1.12 DISEÑO DE ZAPATAS

5.1.12.1 PRESIÓN NETA DEL SUELO Y DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento preliminar de la zapata se efectúa en base solo a las cargas de gravedad permanentes y sobrecarga, buscando que la presión admisible del suelo no sea sobrepasada.

Para la determinación de las dimensiones de la cimentación se consideran las cargas que son transmitidas por la columna, por el peso de la zapata, por el peso del suelo y la sobrecarga del terreno. En lugar de considerar las tres últimas, se define el concepto de capacidad portante neta que es la capacidad del terreno reducida por efecto de la sobrecarga, el peso del suelo y el peso de la zapata. La capacidad portante neta es igual a:

$$q_{sn} = q_s - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - s/c$$

Donde:

- Q_{sn} : Capacidad portante neta.
- Q_s : Carga admisible de terreno
- γ_t : Peso específico del suelo.
- H_t : Altura del suelo sobre la zapata.
- γ_c : Peso específico del concreto.
- h_c : Altura de la cimentación
- s/c : Sobre carga del terreno.

Haciendo uso de este parámetro, el dimensionamiento de las cimentaciones se efectúa solo tomando en cuenta las cargas transmitidas por

la columna, pues los otros efectos ya han sido considerados. De este modo el área de la zapata es:

$$A_z = \frac{\text{Carga externa vertical sin amplificar}}{q_{1n}}$$

Donde:

- A_z : Área de la cimentación.

5.1.12.2 REACCION AMPLIFICADA DEL SUELO.

Según Harmsen (2005), las cargas que provienen de la columna o muro son amplificadas y con ellas se determina la reacción amplificada del suelo. Sin embargo, por simplicidad, se asume que la presión del suelo es uniforme e igual al máximo esfuerzo que presenta el terreno. (p.324)

Es a suposición es conservadora y simplifica el cálculo.

$$q_{snu} = \frac{1.4 P_D + 1.7 P_L}{A_z}$$
$$q_{snu} = \frac{1.4 P_D + 1.7 P_L}{L_1 L_2}$$

Donde:

- q_{snu} : Reacción amplificada del suelo en kg/cm^2 .
- P_D : Carga muerta sin amplificar en kg.
- P_L : Carga viva sin amplificar en kg.
- A_z : Área de la cimentación en cm^2 .
- L_1 : Dimensión mayor de la zapata en cm.
- L_2 : Dimensión menor de la zapata en cm.

5.1.12.3 VERIFICACIÓN DEL CORTE

5.1.12.3.1 Corte por flexión

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f_c} b_w d$$

Donde:

- V_c : Resistencia del concreto al corte.
- b_w : Ancho de la sección analizada.
- d : Peralte efectivo de la cimentación, generalmente h -10cm.
- ϕ : Factor de reducción de carga igual a 0.85.

Según Harmsen (2005), Entonces la fuerza cortante última será:

$$V_u = q_{snu}(m - d)L_2$$

Donde:

- V_u : Cortante que actúa en la sección crítica en kg.
- m : Distancia entre la cara del muro y el extremo de la cimentación en cm.

Si la fuerza cortante última es mayor que la resistencia al corte del concreto entonces será necesario incrementar el peralte de la zapata.

5.1.12.3.2 Corte por punzonamiento

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual a la determinada a través de la siguiente expresión:

$$V_c = \Phi 1.06 \sqrt{f_c} b_o d$$

Donde:

- V_c : Resistencia del concreto al corte.
- d : Peralte efectivo de la cimentación, generalmente h = 10cm
- b_o : Perímetro de la sección crítica.

- El perímetro crítico está definido por la siguiente formula:

$$b_0 = 2(d + t + d + b)$$

Donde:

- t: Lado mayor de la columna en cm.
- b: Lado menor de la columna en cm.

La sección crítica en este caso, está definido por cuatro rectas paralelas a los lados de las columnas, ubicadas a $d/2$ de la cara. El corte aplicado (V_u) será la resultante de la presión amplificada del suelo que actúa fuera de la sección crítica. Entonces la fuerza cortante última será:

$$V_u = q_{snu}[L_1L_2 - (d + t)(d + b)]$$

Si la fuerza cortante última es mayor que la resistencia al corte del concreto entonces será necesario incrementar el peralte de la zapata.

Al margen de las solicitaciones de corte el código recomienda que la altura de la cimentación por encima del refuerzo inferior sea mayor que 15 cm. para zapatas sobre terreno y 30 cm. para zapatas sobre pilotes, lo que es importante en zapatas de sección transversal trapezoidal o escalonada.

5.1.12.4 REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXION

Según Harmsen (2005), menciona que “la cimentación funciona como una losa sometida a flexión en dos direcciones. El diseño del refuerzo se efectúa considerando la flexión en cada dirección independientemente, analizando la zapata como un volado” (p.328).

Según Harmsen (2005), “la sección crítica para el diseño por flexión se ubica en la cara de la columna, pedestal o muro, si estos son de concreto” (p.328).

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente el momento último en la dirección de la longitud mayor de la zapata para un ancho unitario será:

$$M_{u1} = q_{snu} m^2$$

Donde:

- M_{u1} : Momento último en el lado mayor para un metro de zapata en kg-m.
- q_{snu} : Reacción amplificada del suelo en kg/cm².
- m : Distancia entre la cara de la columna y el extremo de la cimentación en cm.

El momento último en la longitud menor de la zapata para un ancho unitario será:

$$M_{u2} = \frac{1}{2} q_{snu} n^2$$

Donde:

- M_{u2} : Momento último en el lado menor para un metro de cimentación en kg-m.
- q_{snu} : Reacción amplificada del suelo en kg/cm².
- n : Distancia entre la cara de la columna y el extremo de la cimentación en cm.

Luego se calcula el acero de refuerzo de misma forma que para vigas teniendo en cuenta que el ancho del elemento es igual a 100 cm.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b_w}$$

5.1.12.4.1 Refuerzo longitudinal mínimo

El refuerzo mínimo se calculará en forma semejante que en el diseño de vigas con la diferencia que el ancho será unitario e igual a 100cm. Esta limitación del refuerzo debe cumplirse para ambas direcciones.

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} b d$$

Donde:

- A_{smin} : Área de acero máxima en cm^2 .
- b : Ancho unitario de la zapata igual a 100 cm.
- d : Peralte efectivo de la zapata en cm.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm^2

Fig. N° 68: Propiedades del concreto $f'_c=210\text{ kg/cm}^2$

The screenshot shows a software interface for defining concrete material properties. It is organized into several sections:

- General Data:** Includes fields for Material Name (C210), Material Type (Concrete), Material Display Color (red), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Material Weight:** Includes Weight per Unit Volume (2.4E-03 kgf/cm3).
- Isotropic Property Data:** Includes Modulus of Elasticity, E (217370.65 kgf/cm2), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (9.9E-06 1/C), and Shear Modulus, G (90571.1 kgf/cm2).
- Other Properties for Concrete Materials:** Includes Specified Concrete Compressive Strength, f'_c (210 kgf/cm2), a checkbox for Lightweight Concrete, and a Shear Strength Reduction Factor field.

Fig. N° 69: Sección de la zapata

The screenshot shows a software interface for defining footing section properties. It is organized into two main sections:

- General Data:** Includes Property Name (Zap50), Slab Material (C210), Display Color (purple), and Property Notes (Modify/Show...).
- Analysis Property Data:** Includes Type (Footing) and Thickness (50 cm).

Fig. N° 70: Sección del cemento corrido

General Data	
Property Name	CC80
Slab Material	C210
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...
Analysis Property Data	
Type	Stiff
Thickness	80 cm

Fig. N° 71: Sección de la viga de cimentación

General Data		Analysis Property		Design Property	
Property Name	VC3065				
Beam Material	C210	Analysis Property		Design Property	
Rebar Material	A615Gr60				
Rebar Material Shear	A615Gr60				
Display Color	 Change...				
Property Notes	Modify/Show...				
Analysis Property Data		Design Property Data			
Beam Shape Type	Rectangular Beam	<input checked="" type="radio"/> Flange Dimensions from Analysis Property Data <input type="radio"/> Flange Dimensions Automatic from Slab Property <input type="radio"/> Flange Dimensions User Specified			
Web Width at Top	30 cm	Flange Width <input type="text"/>			
Web Width at Bottom	30 cm	Slab Depth <input type="text"/>			
Depth	65 cm	Cover Top (to Centroid) 6.5 cm			
Show Properties...		Cover Bottom (to Centroid) 6.5 cm			
		<input type="checkbox"/> No Design			

Fig. N° 72: Planta de cimentación

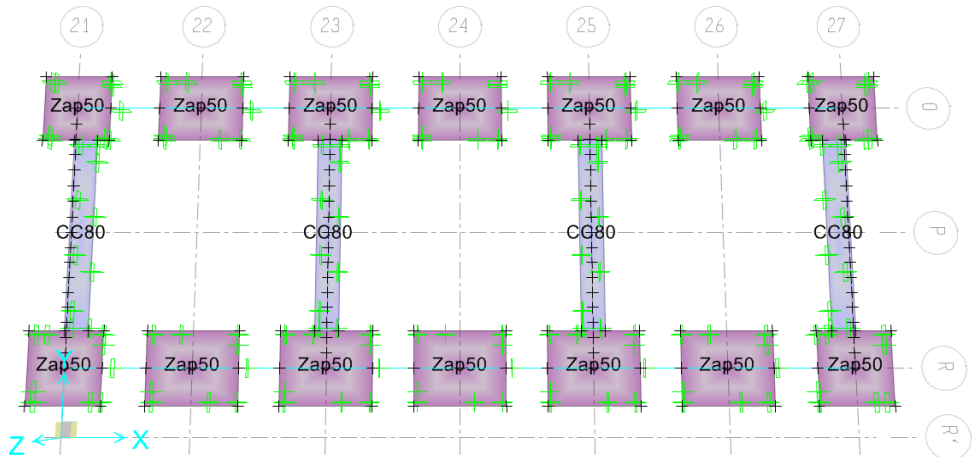


Fig. N° 73: Viga de cimentación

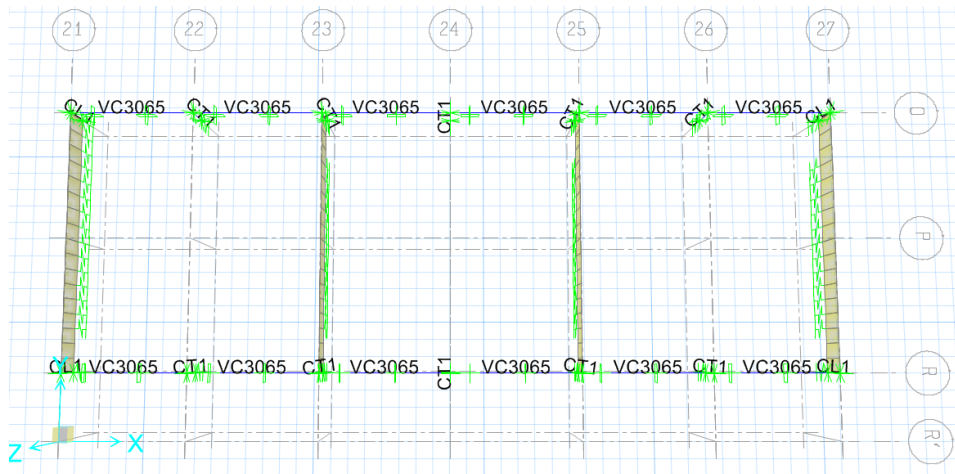
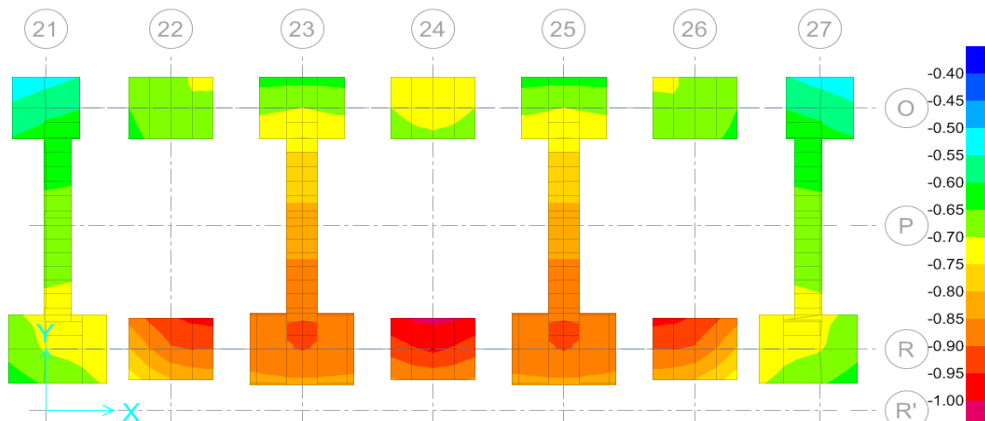
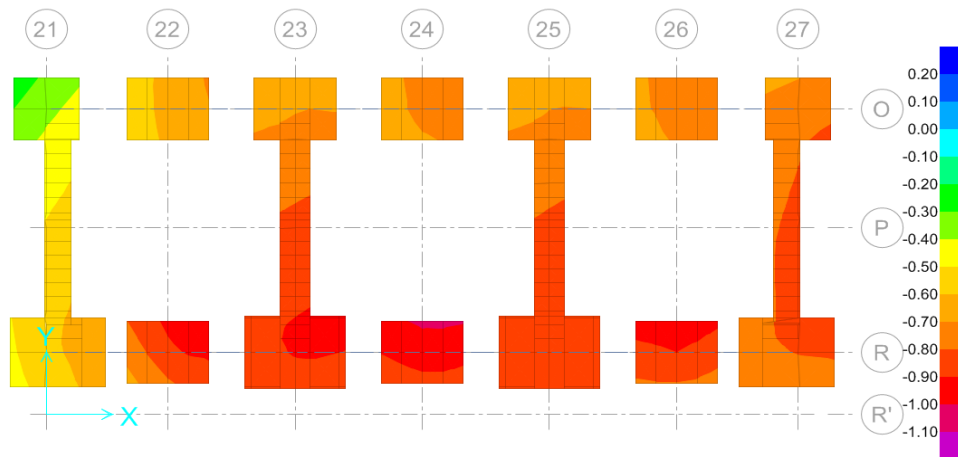


Fig. N° 74: Presiones por cargas de gravedad



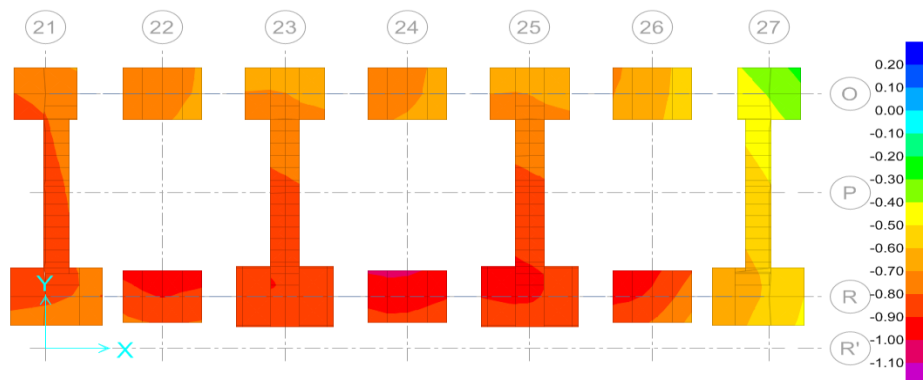
Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es 1.00 Kg/cm²; siendo esta inferior a la capacidad portante del terreno 1.05 kg/cm².

Fig. N° 75: Presiones por cargas de sismo en X



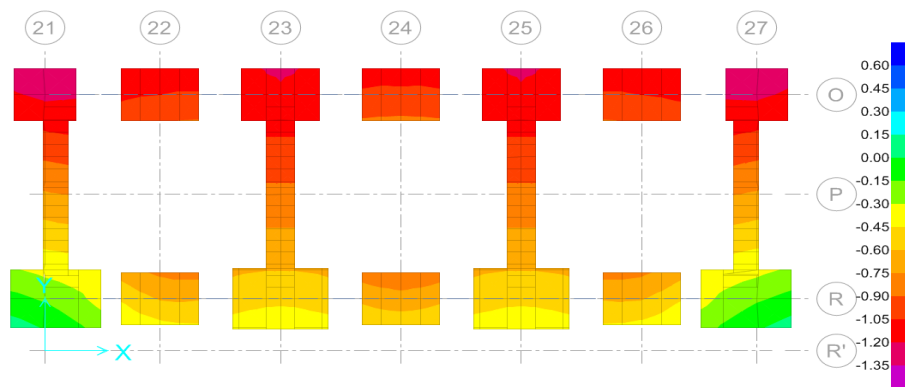
Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es 1.10 Kg/cm²; siendo esta inferior a la capacidad portante del terreno amplificada 1.05 * 1.33 = 1.39 kg/cm².

Fig. N° 76: Presiones por cargas de sismo negativo en X



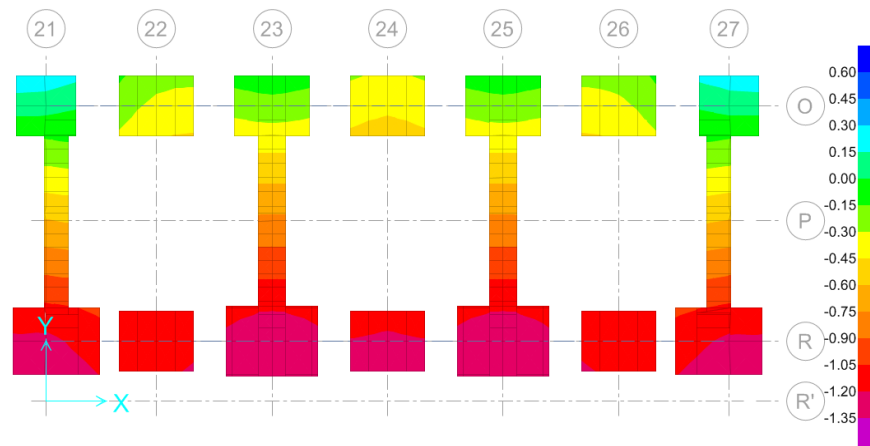
Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es 1.10 Kg/cm²; siendo esta inferior a la capacidad portante del terreno amplificada 1.05 * 1.33 = 1.39 kg/cm².

Fig. N° 77: Presiones por cargas de sismo positivo en Y



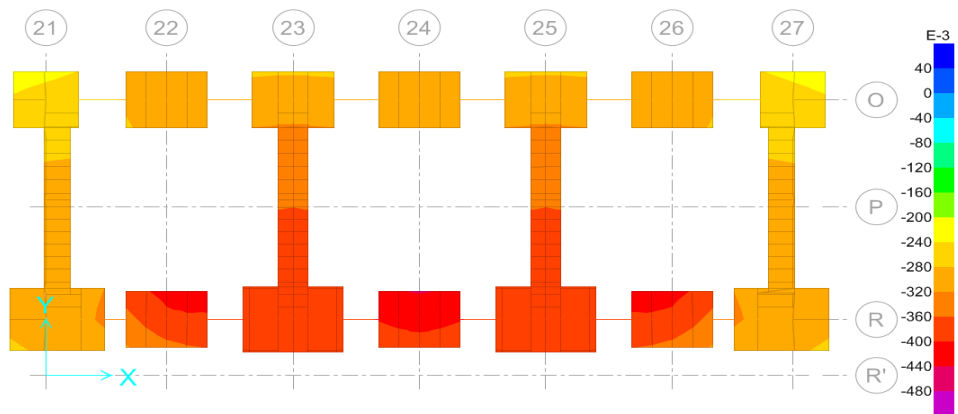
Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es 1.35 Kg/cm^2 ; siendo esta inferior a la capacidad portante del terreno amplificada $1.05 * 1.33 = 1.39 \text{ kg/cm}^2$.

Fig. N° 78: Presiones por cargas de sismo negativo en Y



Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es 1.35 Kg/cm^2 ; siendo esta inferior a la capacidad portante del terreno amplificada $1.05 * 1.33 = 1.39 \text{ kg/cm}^2$.

Fig. N° 79: Presiones debido a la carga de servicio



Ahora verificaremos los asentamientos máximos que se pueden generar en el suelo para la cimentación planteada, según los estudios de suelos tenemos que el máximo asentamiento que se puede producir es de $1''$ ó 2.54 cm , esta restricción se hace con la finalidad de controlar daños en la estructura por una deformación y rotación en los elementos estructurales y no estructurales.

Donde el máximo asentamiento producido para la cimentación propuesta es 0.48 cm que es menor que 2.54 cm. que es el asentamiento máximo permisible.

Fig. N° 80: Nomenclatura de puntos para las reacciones debido a cargas vivas y muertas

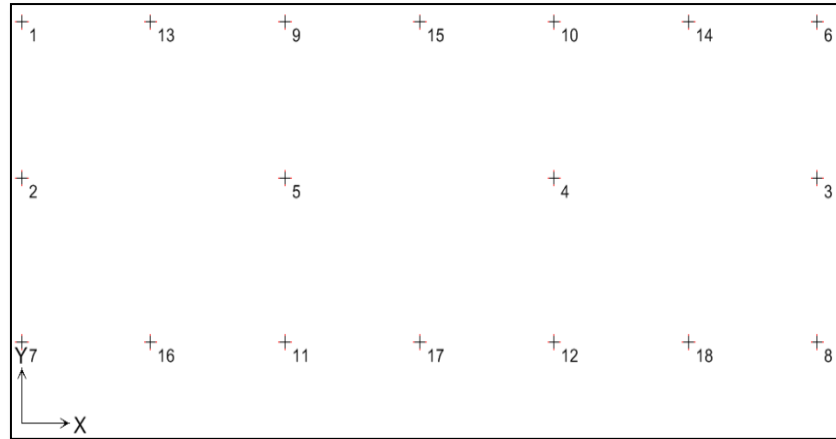


Tabla N° 10: Reacciones y momentos debido a la carga muerta

STORY	POINT	LOAD	FZ	MX	MY
BASE	1	CM	14.63	-0.56	-0.70
BASE	2	CM	20.87	-0.37	0.28
BASE	3	CM	20.87	-0.37	-0.28
BASE	4	CM	26.28	-0.39	0.00
BASE	5	CM	26.28	-0.39	0.00
BASE	6	CM	14.63	-0.56	0.70
BASE	7	CM	25.19	1.15	-1.33
BASE	8	CM	25.19	1.15	1.33
BASE	9	CM	22.92	-0.63	0.02
BASE	10	CM	22.92	-0.63	-0.02
BASE	11	CM	39.69	1.93	0.01
BASE	12	CM	39.69	1.93	-0.01
BASE	13	CM	24.49	-0.01	0.06
BASE	14	CM	24.49	-0.01	-0.06
BASE	15	CM	24.42	0.03	0.00
BASE	16	CM	37.31	1.63	0.02
BASE	17	CM	37.21	1.63	0.00
BASE	18	CM	37.31	1.63	-0.02

Tabla N° 11: Reacciones y momentos debido a la carga viva

STORY	POINT	LOAD	FZ	MX	MY
BASE	1	L	0.97	-0.02	0.04
BASE	2	L	2.59	-0.16	0.20
BASE	3	L	2.59	-0.16	-0.20
BASE	4	L	5.25	-0.18	0.00
BASE	5	L	5.25	-0.18	0.00
BASE	6	L	0.97	-0.02	-0.04
BASE	7	L	4.35	0.22	-0.12
BASE	8	L	4.35	0.22	0.12
BASE	9	L	3.10	0.03	0.01
BASE	10	L	3.10	0.03	-0.01
BASE	11	L	9.11	0.50	0.01
BASE	12	L	9.11	0.50	-0.01
BASE	13	L	4.58	0.43	0.02
BASE	14	L	4.58	0.43	-0.02
BASE	15	L	5.47	0.44	0.00
BASE	16	L	10.20	0.26	0.00
BASE	17	L	10.18	0.26	0.00
BASE	18	L	10.20	0.26	0.00

ZAPATA AISLADA Z-1

COLUMNAS

0.80 x **0.50** m²
t' x s'

PD =	39.69	Ton
PL =	9.11	Ton
σ_t =	1.05	kg/cm ²
γ_m =	1.6	ton/m ³
Df =	1.30	m
S/C =	300	kg/m ²
f'c =	210	kg/cm ²
Fy =	4200	kg/cm ²

Dimensionamiento

$$\text{Área de zapata} = \frac{PD + PL}{\sigma_t - S/C - Df}$$

$$\text{Área de zapata} = \frac{39.69 + 9.11}{10.5 - 0.3 - 2.08}$$

$$\text{Área de zapata} = 6.01 \text{ m}^2$$

$$T = \sqrt{A_z} + \frac{(t' - s')}{2} \quad S = \sqrt{A_z} - \frac{(t' - s')}{2}$$

$$T = 2.60 \text{ m} \quad S = 2.30 \text{ m}$$

Lv1 = Lv2
1.15 = 0.925

Usando: **3.10** x **2.35** m²

$$\text{Reacción neta del terreno} = \frac{P_U}{A_{ZAP}} = \frac{1.4 \times 39.7 + 1.7 \times 9.1}{7.285} = 9.753 \text{ Ton/m}^2$$

Altura de la zapata

Asumiendo d = **0.425** m hz = **0.50** m
rec = **7.5** cm

$$b_0 = 2 \times (m + n)$$

$$b_0 = 2 \times (0.93 + 1.23)$$

$$b_0 = 4.30 \text{ m}$$

Cortante Bidireccional (Punzonamiento)

$$V_{U1} = w_n \times (T \times S - m \times n)$$

$$Vu1 = 9.753 \times (7.29 - 1.13)$$

$$Vu1 = 60.00 \text{ Ton}$$

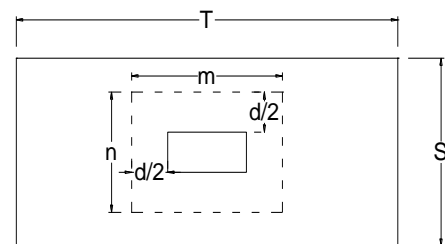
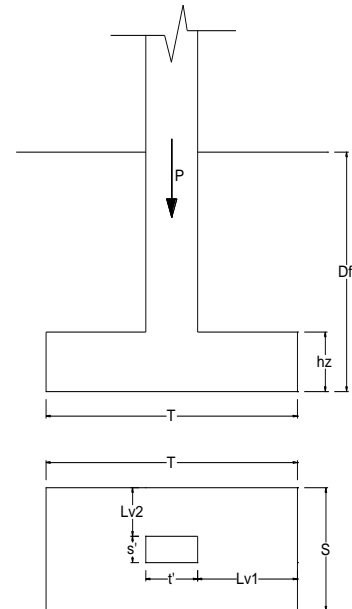
$$v_{U1} = \frac{V_{U1}}{\phi \times b_0 \times d}$$

Esfuerzo Nominal de Concreto (E.060: Art.11.12.2.1)

$$v_{c1} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'c}$$

$$v_{c2} = 0.27 \left(\frac{\alpha s \times d}{b_0} + 2\right) \times \sqrt{f'c}$$

$$v_{c3} = 1.06 \times \sqrt{f'c}$$



ZAPATA AISLADA Z-1

COLUMNAS

0.80 x **0.50** m²
 t' x s'

PD =	39.69	Ton
PL =	9.11	Ton
s _t =	1.05	kg/cm ²
g _m =	1.6	ton/m ³
Df =	1.30	m
S/C =	300	kg/m ²
f'c =	210	kg/cm ²
Fy =	4200	kg/cm ²

Dimensionamiento

$$\text{Área de zapata} = \frac{PD + PL}{s_t - S/C - Df}$$

$$\text{Área de zapata} = \frac{39.69 + 9.11}{10.5 - 0.3 - 2.08}$$

$$\text{Área de zapata} = 6.01 \text{ m}^2$$

$$T = \sqrt{A_z} + \frac{(t' - s')}{2} \quad S = \sqrt{A_z} - \frac{(t' - s')}{2}$$

$$T = 2.60 \text{ m} \quad S = 2.30 \text{ m}$$

Lv1 = Lv2
1.15 = 0.925

Usando : **3.10** x **2.35** m²

$$\text{Reacción neta del terreno} = \frac{P_u}{A_{ZAP}} = \frac{1.4 \times 39.7 + 1.7 \times 9.1}{7.285} = 9.753 \text{ Ton/m}^2$$

Altura de la zapata

Asumiendo d = **0.425** m hz = **0.50** m
 rec = **7.5** cm

$$b_0 = 2 \times (m + n)$$

$$b_0 = 2 \times (0.93 + 1.23)$$

$$b_0 = 4.30 \text{ m}$$

Cortante Bidireccional (Punzonamiento)

$$V_{U1} = w_n \times (T \times S - m \times n)$$

$$Vu1 = 9.753 \times (7.29 - 1.13)$$

$$Vu1 = 60.00 \text{ Ton}$$

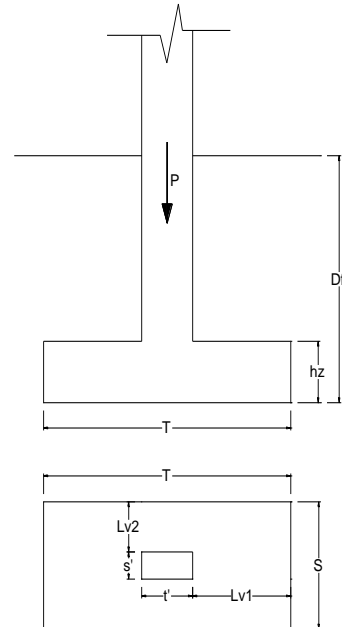
$$v_{U1} = \frac{V_{U1}}{\phi \times b_0 \times d}$$

Esfuerzo Nominal de Concreto (E.060: Art.11.12.2.1)

$$v_{c1} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \times \sqrt{f'c}$$

$$v_{c2} = 0.27 \left(\frac{as \times d}{b_0} + 2 \right) \times \sqrt{f'c}$$

$$v_{c3} = 1.06 \times \sqrt{f'c}$$



$$u_{u1} = \frac{60.001}{0.85 \times 4.30 \times 0.425}$$

$$u_{u1} = 38.63 \text{ Ton/m}^2$$

$$u_{c1} = 172.81 \text{ Ton/m}^2$$

$$u_{c2} = 232.94 \text{ Ton/m}^2$$

$$u_{c3} = 153.61 \text{ Ton/m}^2$$

as = 40

b: relacion del lado largo al lado corto de la seccion de la columnas, carga concentrada o el area de seccion
 as: 40 en columnas interiores, 30 en columnas de borde y 20 en columnas esquineras.

$$u_{\text{CONCRETO}} > u_{\text{ACTUANTE}}$$

$$153.61 > 38.63 \text{ OK}$$

Cortante Unidireccional

$$V_{UT} = w_n \times a \times S$$

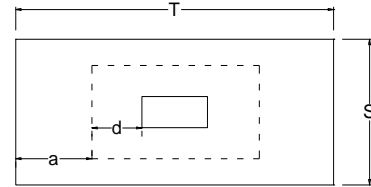
$$V_{UT} = 9.753 \times 0.875 \times 2.35$$

$$V_{UT} = 20.055 \text{ Ton}$$

$$v_{UT} = \frac{V_{UT}}{\phi \times S \times d}$$

$$u_{UT} = \frac{20.055}{0.85 \times 2.35 \times 0.425}$$

$$u_{UT} = 23.62 \text{ Ton/m}^2$$



Esfuerzo Nominal de Concreto (E.060: Art.11.3.1.1)

$$v_c = 0.53 \times \sqrt{f'c}$$

$$u_{UT} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_{UT} = 76.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$u_{\text{CONCRETO}} > u_{\text{ACTUANTE}}$$

$$76.80 > 23.62 \text{ OK}$$

Momento Flector

Momento Flector Actuante en el lado "T"

$$M_{LT} = w_n \times S \times Lv_1^2 / 2$$

$$M_{LT} = 9.75 \times 2.350 \times 0.661$$

$$M_{LT} = 15.156 \text{ Ton-m}$$

Momento Flector Actuante en el lado "S"

$$M_{LS} = w_n \times T \times Lv_2^2 / 2$$

$$M_{LS} = 9.75 \times 3.100 \times 0.428$$

$$M_{LS} = 12.935 \text{ Ton-m}$$

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

Paralelo a =	Lado T
M =	15156 Kg-m
h =	50 cm
R=rec+db/2 =	7.5 cm
b =	235 cm
d =	42.5 cm
f c =	210 Kg/cm ²

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{beta1} = 0.850$$

p =	0.0010	4/3 p =	0.0013	p mín =	0.0024	p temp =	0.0018
As =	9.54 cm ²	As =	12.72 cm ²	As =	24.12 cm ²	As =	21.15 cm ²

poco para losas

Bar	cm ²	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm
6MM	0.28	34.08	6.90	45.44	5.17	86.2	2.7	75.54	3.11
8MM	0.50	19.08	12.31	25.44	9.24	48.2	4.9	42.30	5.56
Ø3/8"	0.71	13.44	17.49	17.92	13.11	34.0	6.9	29.79	7.89
12MM	1.13	8.44	27.83	11.26	20.87	21.3	11.0	18.72	12.56
Ø1/2"	1.29	7.40	31.77	9.86	23.83	18.7	12.6	16.40	14.33
Ø5/8"	2.00	4.77	49.26	6.36	36.94	12.1	19.5	10.58	22.22
Ø3/4"	2.84	3.36	69.95	4.48	52.46	8.5	27.7	7.45	31.56
Ø1"	5.10	1.87	125.61	2.49	94.20	4.7	49.7	4.15	56.67

$$As \text{ (colocado)} = \text{Ø}5/8''@20 > As \text{ (calculado)} = \text{Ø}5/8''@45$$

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Paralelo a = **Lado S**

M =	12935	Kg-m
h =	50	cm
R=rec+db/2 =	7.5	cm
b =	310	cm
d =	42.5	cm
f c =	210	Kg/cm ²

$\beta_{t1} = 0.850$

p =	0.0006	4/3 p =	0.0008	p mín =	0.0024	p temp =	0.0018
As =	8.11 cm ²	As =	10.81 cm ²	As =	31.82 cm ²	As =	27.90 cm ²

poco para losas

Bar	cm ²	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm
6MM	0.28	28.97	10.70	38.62	8.03	113.6	2.7	99.64	3.11
8MM	0.50	16.22	19.11	21.63	14.33	63.6	4.9	55.80	5.56
Ø3/8"	0.71	11.42	27.14	15.23	20.35	44.8	6.9	39.30	7.89
12MM	1.13	7.18	43.19	9.57	32.39	28.2	11.0	24.69	12.56
Ø1/2"	1.29	6.29	49.31	8.38	36.98	24.7	12.6	21.63	14.33
Ø5/8"	2.00	4.06	76.44	5.41	57.33	15.9	19.5	13.95	22.22
Ø3/4"	2.84	2.86	108.55	3.81	81.41	11.2	27.7	9.82	31.56
Ø1"	5.10	1.59	194.93	2.12	146.20	6.2	49.7	5.47	56.67

$As \text{ (colocado)} = \text{Ø}5/8''@20 > As \text{ (calculado)} = \text{Ø}5/8''@75$

5.1.13 DISEÑO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

5.1.13.1 DEFINICIÓN

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), se define como “albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerará como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel” (p.2).

5.1.13.2 MUROS PORTANTES

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), los muros portantes deberán tener (p.8):

- Una sección transversal preferentemente simétrica.
- Continuidad vertical hasta la cimentación.
- Una longitud mayor ó igual a 1,20 m para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales.
- Longitudes preferentemente uniformes en cada dirección.
- Juntas de control para evitar movimientos relativos debidos a contracciones, dilataciones y asentamientos diferenciales en los siguientes sitios:

- En cambios de espesor en la longitud del muro, para el caso de Albañilería Armada
 - En donde haya juntas de control en la cimentación, en las losas y techos.
 - En alféizar de ventanas o cambios de sección apreciable en un mismo piso.
- f) La distancia máxima entre juntas de control es de 8 m, en el caso de muros con unidades de concreto y de 25 m en el caso de muros con unidades de arcilla.

5.1.13.3 ARRIOSTRES

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), “los muros portantes y no portantes, de albañilería simple o albañilería confinada, serán arriostrados por elementos verticales u horizontales tales como muros transversales, columnas, soleras y diafragmas rígidos de piso”.

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), un muro se considerará arriostrado cuando (p.8):

- a) El amarre o anclaje entre el muro y sus arriostres garantice la adecuada transferencia de esfuerzos.
- b) Los arriostres tengan la suficiente resistencia y estabilidad que permita transmitir las fuerzas actuantes a los elementos estructurales adyacentes o al suelo.
- c) Al emplearse los techos para su estabilidad lateral, se tomen precauciones para que las fuerzas laterales que actúan en estos techos sean transferidas al suelo.
- d) El muro de albañilería armada esté diseñado para resistir las fuerzas normales a su plano.

5.1.13.4 ESPESOR EFECTIVO

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), el espesor efectivo mínimo será:

- $t \geq h/20$ Para las Zonas Sísmicas 2; 3 y 4
- $t \geq h/25$ Para la Zona Sísmica 1

Donde “h” es la altura libre entre los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo.

5.1.13.5 ESFUERZO AXIAL MAXIMO

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), el esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m$$

Donde “L” es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esta expresión habrá que mejorar la calidad de la albañilería (f'_m) aumentar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la *carga axial* “ P_m ”.

5.1.13.6 ESTRUCTURACIÓN EN PLANTA

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) se debe tener en cuenta que:

a) **Muros a Reforzar.** En las Zonas Sísmicas 2 y 3 (ver la NTE E.030 Diseño Sismorresistente) se reforzará cualquier muro portante (ver Artículo 17) que lleve el 10% ó más de la fuerza sísmica, y a los muros perimetrales de cierre. En la Zona Sísmica 1 se reforzarán como mínimo los muros perimetrales de cierre.

b) **Densidad Mínima de Muros Reforzados.** La densidad mínima de muros portantes (ver Artículo 17) a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{AreadeCortedelosMurosReforzados}}{\text{AreadelaplantaTípica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

Dónde: “Z”, “U” y “S” corresponden a los factores de zona sísmica especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

- “N” es el número de pisos del edificio;
 - “L” es la longitud total del muro (incluye columnas, si existiesen);
- y,
- “t” es el espesor efectivo del muro

De no cumplirse la expresión (Artículo 19 (19.2b)) de la norma E.070, podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación E_c / E_m , donde E_c y E_m son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), “cuando se utilice refuerzo horizontal en los muros confinados, las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,50 cm y terminarán en gancho a 90°, vertical de 10 cm de longitud”. (p.9)

5.1.13.7 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), menciona que para los propósitos se utilizará las siguientes definiciones (p.9):

a) **SISMO SEVERO.** Es aquél proporcionado por la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica $R = 3$.

b) **SISMO MODERADO.** Es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el “sismo severo”.

Para los propósitos de la Norma E.070, se establece los siguientes considerandos:

a) El “sismo moderado” no debe producir la fisuración de ningún muro portante.

b) Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, por lo que esos elementos deberán conducirse hacia una falla dúctil por flexión.

c) El límite máximo de la distorsión angular ante la acción del “sismo severo” se fija en 1/200, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.

d) Los muros deben ser diseñados por capacidad de tal modo que puedan soportar la carga asociada a su incursión inelástica, y que proporcionen al edificio una resistencia a corte mayor o igual que la carga producida por el “sismo severo”.

e) Se asume que la forma de falla de los muros confinados ante la acción del “sismo severo” será por corte, independientemente de su esbeltez.

f) La forma de falla de los muros armados es dependiente de su esbeltez.

5.1.13.8 CONTROL DE FISURACIÓN

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) el propósito es evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.

Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_e \leq 0.55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

Dónde: “ V_e ” es la fuerza cortante producida por el “sismo moderado” en el muro en análisis y “ V_m ” es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería

5.1.13.9 RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), la resistencia al corte (V_m) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

Unidades de Arcilla y de Concreto:

$$V_m = 0,5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

Unidades Sílico-calcáreas: $V_m = 0,35 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$

donde:

v'_m = resistencia característica a corte de la albañilería (ver Artículos 13 (13.8 y 13.9)).

P_g = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)

t = espesor efectivo del muro (ver Artículo 3 (3.13))

L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1 \quad (26.3)$$

donde: “ V_e ” es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico; y,
“ M_e ” es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

5.1.13.10 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso “i” y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), la sumatoria de resistencias al corte ($\sum V_{mi}$) incluirá sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), el valor “ VE_i ” corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producida por el “sismo severo”. Cumplida la expresión $\sum V_{mi} \geq VE_i$ por los muros portantes de carga sísmica, el resto de muros que componen al edificio podrán ser no reforzados para la acción sísmica coplanar.

Cuando $\sum V_{mi}$ en cada entrepiso sea mayor o igual a 3 VE_i , se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería. En este paso culminará el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares. (p.11)

5.1.13.11 VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE COLOCAR REFUERZO HORIZONTAL EN LOS MUROS

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($V_u \geq V_m$), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma_m = P_m (L / t)$, mayor o igual que $0,05f'_m$, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento. (p.11)

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), en los edificios de más de tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente. (p.11)

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), la cuantía del acero de refuerzo horizontal será: $\rho = A_s / (s \cdot t) \geq 0,001$. Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90º vertical de 10 cm de longitud. (p.11)

5.1.13.12 VERIFICACIÓN DEL AGRIETAMIENTO DIAGONAL EN LOS ENTREPISOS SUPERIORES

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), en cada entrepiso superior al primero ($i > 1$), deberá verificarse para cada muro confinado que: $V_{mi} > V_{ui}$. De no cumplirse esta condición, el entrepiso “i” también se agrietará y sus confinamientos deberán ser diseñados para soportar “ V_{mi} ”, en forma similar al primer entrepiso.

5.1.13.13 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DE LOS MUROS DEL PRIMER PISO Y DE LOS MUROS AGRIETADOS DE PISOS SUPERIORES

Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento

Será mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna.

Diseño por compresión

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), “el área de la sección de concreto se calculará asumiendo

que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso”. (p.11).

El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85 \delta f_c}$$

Donde:

- $\phi = 0,7$ o $0,75$, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente
- $\delta = 0,8$, para columnas sin muros transversales
- $\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales

Para calcular la sección transversal de la columna (A_c), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo " A_n "; el resultado no deberá ser menor que el área requerida por corte-fricción " A_{cf} ". **Diseño por corte-fricción (V_c)**

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), la sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0,2 f_c \phi} \geq A_c \geq 15t(\text{cm}^2)$$

Dónde: $\phi = 0,85$

Determinación del refuerzo vertical

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), el refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}) (p.12):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \qquad A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0,1 f_c' A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{mm})$$

Dónde: El factor de reducción de resistencia es $\phi = 0,85$. El coeficiente de fricción es: $\mu=0,8$ para juntas sin tratamiento y $\mu=1,0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

Determinación de los estribos de confinamiento

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135° , estribos de $1 \frac{3}{4}$ de vuelta o zunchos con ganchos a 180° . En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos (p.12):

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3 t_n \cdot f_c' (A_c / A_n - 1)} \qquad s_2 = \frac{A_v \cdot f_y}{0,12 t_n \cdot f_c'}$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \qquad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Donde “d” es el peralte de la columna, “tn” es el espesor del núcleo confinado y “Av” es la suma de las ramas paralelas del estribo.

Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

Según la Norma E.070 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), la solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a Ts:

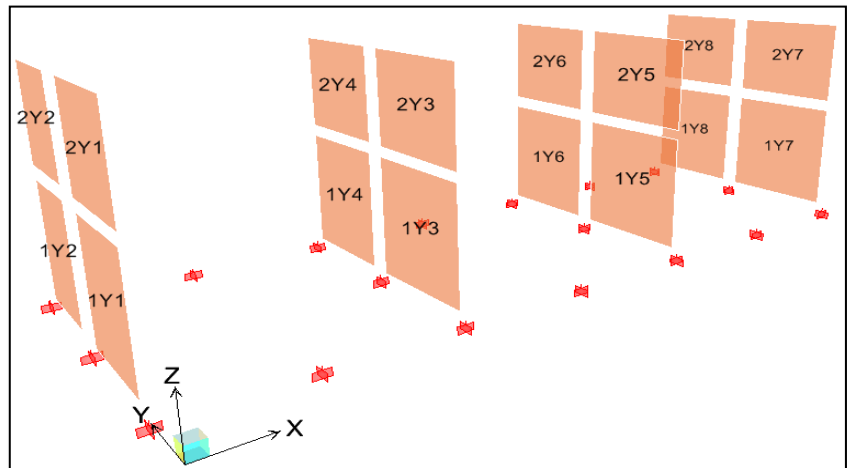
$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L};$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c' A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{mm})$$

donde:

- $\phi = 0,9$
- A_{cs} = área de la sección transversal de la solera

Fig. N° 81: Distribución de la albañilería



DATOS GENERALES DE MUROS

Espesor de Muro asentado en Soga $t_s = 0.13 \text{ m}$
 Espesor de Muro asentado en Cabeza $t_c = 0.24 \text{ m}$
 Resistencia a la compresion del ladrillo 500f'm $f'_m = 65.00 \text{ Kg/cm}^2$

MUROS Y-Y

MURO	e (m)	h (m)	L(m)	Em (kg/cm ²)	x(m)	y(m)	Area (m ²)	Ky (Ton/m)	V (Ton)
1Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	0.12	2.10	0.77	12,769.30	14.44
2Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	0.12	5.80	0.77	12,769.30	14.44
3Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	7.93	2.10	0.77	12,769.30	26.98
4Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	7.93	5.80	0.77	12,769.30	26.98
5Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	15.73	2.10	0.77	12,769.30	39.52
6Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	15.73	5.80	0.77	12,769.30	39.52
7Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	23.53	2.10	0.77	12,769.30	52.07
8Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	23.53	5.80	0.77	102,157.58	0.00
9Y									
10Y									

Densidad de Muros

$$A_m = \frac{S}{56} \times A_{TECHADA} \times \#PISOS$$

$$A_m = \frac{(.709)}{56} (238.86) (2.)$$

$$A_m = \underline{6.05} \quad m^2$$

$$A_{TECHADA} = 238.86$$

$$\#PISOS = 2.00$$

$$Z = 0.45$$

$$U = 1.50$$

$$S = 1.05$$

MUROS Y-Y

MURO	e (m)	h (m)	L(m)	Area (m ²)
1Y	0.24	3.00	3.20	0.768
2Y	0.24	3.00	3.20	0.768
3Y	0.24	3.00	3.20	0.768
4Y	0.24	3.00	3.20	0.768
5Y	0.24	3.00	3.20	0.768
6Y	0.24	3.00	3.20	0.768
7Y	0.24	3.00	3.20	0.768
8Y	0.24	3.00	3.20	0.768
9Y	0.00	0.00	0.00	0.000
10Y	0.00	0.00	0.00	0.000
11Y	0.00	0.00	0.00	0.000
12Y	0.00	0.00	0.00	0.000
13Y	0.00	0.00	0.00	0.000
14Y	0.00	0.00	0.00	0.000
15Y	0.00	0.00	0.00	0.000

$$\Sigma = \underline{6.14 m^2} \quad \text{OK}$$

CALCULO DE CENTRO DE RIGIDEZ

MUROS Y-Y

MURO	e (m)	h (m)	L(m)	Em (kg/cm ²)	Ky (Ton/m)	x	Ky*x
1Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	12,769.30	0.12	1,532.32
2Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	12,769.30	0.12	1,532.32
3Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	12,769.30	7.93	101,196.74
4Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	12,769.30	7.93	101,196.74
5Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	12,769.30	15.73	200,797.31
6Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	12,769.30	15.73	200,797.31
7Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	12,769.30	23.53	300,461.74
8Y	0.24	3.00	3.20	32,500.00	12,769.30	23.53	300,461.74

$$\Sigma = \underline{102,157.58} \quad \underline{1,207,976.21}$$

$$X_{CR} = \frac{1,207,976.21}{102,157.58} = 11.82$$

CALCULO DE CENTRO DE MASA

MURO	e (m)	h (m)	L(m)	Area (m ²)	x (m)	y (m)	A*x	A*y
1Y	0.24	3.00	3.20	0.768	0.120	2.100	0.09	1.613
2Y	0.24	3.00	3.20	0.768	0.120	5.800	0.09	4.454
3Y	0.24	3.00	3.20	0.768	7.925	2.100	6.09	1.613
4Y	0.24	3.00	3.20	0.768	7.925	5.800	6.09	4.454
5Y	0.24	3.00	3.20	0.768	15.725	2.100	12.08	1.613
6Y	0.24	3.00	3.20	0.768	15.725	5.800	12.08	4.454
7Y	0.24	3.00	3.20	0.768	23.530	2.100	18.07	1.613
8Y	0.24	3.00	3.20	0.768	23.530	5.800	18.07	4.454
				$\Sigma =$	<u>6.144</u>		<u>72.653</u>	<u>24.269</u>

$$X_{CM} = \frac{\Sigma A*x = 72.653}{\Sigma A = 6.144} = 11.83 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\Sigma A*y = 24.269}{\Sigma A = 6.144} = 3.95 \text{ m}$$

PESO DE LA EDIFICACIÓN

CARGA MUERTA

DESCRIPCION	X-X	Y-Y	Z-Z	AREA	P.E.	#VECES	PESO (Ton)
<u>Losas</u>							
Aligerado h=0.20m	---	---	---	238.86	300.00	2.00	143.32
Acabados	---	---	---	238.86	100.00	2.00	47.77
<u>Muros Portantes</u>							
MurosX-X	---	---	2.70	0.00	1800.00	2.00	0.00
MurosY-Y	---	---	2.70	6.14	1800.00	2.00	59.72
							$\Sigma =$ 250.81

CARGA VIVA SOBRE TECHO (CL)

DESCRIPCION	X-X	Y-Y	Z-Z	AREA	P.E.	#VECES	PESO (Ton)
<u>Sobrecarga</u>							
SC SobreTecho	---	---	---	238.86	300.00	2.00	143.32
							$\Sigma =$ 143.32

RESUMEN PESO SISMICO

PISO	CD	CL	PSIS (Ton)
2	250.81	143.32	394.12
			$\Sigma =$ 394.12

CORTANTE ESTATICO

Factor de Zona	Z =	0.45
Factor de Uso	U =	1.50
Factor de Suelo	S =	1.05
	T _p =	0.60
	T _L =	2.00
Factor de Amp. Sismica	C =	2.50
Periodo Fundamental	T =	0.2400
	C _T =	60
Altura de la edificación	h _n =	3.00 m
Factor de Reducción	R =	3

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

$$V = \frac{1.77}{3} (394.1 \text{ Ton})$$

$$V = \underline{\underline{232.78 \text{ Ton}}}$$

DISTRIBUCION DE LA CARGA SISMICA POR PISO

PISO	P _i	h _i	P _i *h _i	$\frac{P_i \cdot h_i}{\sum P_i \cdot h_i}$	V _i (Ton)
1	394.12	3.00	1182.37	1.00	232.78
		$\Sigma =$	1182.37	1.00	232.78

EXCENTRICIDADES

EXCENTRICIDAD TEORICA

$$e_{(x,y)} = X_{CM}(x,y) - X_{CR}(x,y)$$

1er Nivel:

$$X_{CR} = 11.82$$

$$Y_{CR} = 0.00$$

$$X_{CM} = 11.83$$

$$Y_{CM} = 3.95$$

$$e_x = 0.00$$

$$e_y = 3.95$$

EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

$$e_{ACC(x,y)} = 0.05 \times L_{(x,y)}$$

1er Nivel:

$$L_x = 11.20$$

$$L_y = 5.10$$

$$e_{x_{ACC}} = 0.56$$

$$e_{y_{ACC}} = 0.26$$

EXCENTRICIDAD DISEÑO

$$e_d = \text{MAX}[ABS(e_{x_1}, e_{y_1}, e_{x_2}, e_{y_2})]$$

1er Nivel:

$$e_{x_1} = 0.56$$

$$e_{x_2} = -0.56$$

$$e_{y_1} = 4.21$$

$$e_{y_2} = 3.70$$

$$e_{d1} = 4.21$$

TORSION POR PISO

$$M_i = e_d \times V_{i_{acumulado}}$$

PISO	e_d	V_i	$V_{i_{acumulado}}$	M_i (Ton.m)
1	4.21	232.78	232.78	978.84

CORTANTE EN MUROS

$$\text{CORTANTE} = 232.78 \text{ Ton}$$

$$\text{TORSION} = 979 \text{ Ton-m}$$

$$C_{DIRECTA} = \frac{K}{\sum K} \times \text{CORTANTE}$$

CORRECCIÓN POR TORSIÓN

$$C_{TORSION} = \frac{K_i * d_i}{\sum K_i * d_i^2} \times \text{TORSION}$$

MUROS Y-Y

MURO	K_y (Ton/m)	x_i	X_{CR}	$d_i = x_i - X_{CR}$	$K_i * d_i$	$K_i * d_i^2$
1Y	12,769.30	0.12	11.82	-11.70	-149,460.06	1,749,375.7
2Y	12,769.30	0.12	11.82	-11.70	-149,460.06	1,749,375.7
3Y	12,769.30	7.93	11.82	-3.90	-49,795.64	194,184.89
4Y	12,769.30	7.93	11.82	-3.90	-49,795.64	194,184.89
5Y	12,769.30	15.73	11.82	3.90	49,804.93	194,257.36
6Y	12,769.30	15.73	11.82	3.90	49,804.93	194,257.36
7Y	12,769.30	23.53	11.82	11.71	149,469.36	1,749,593.2
8Y	12,769.30	23.53	11.82	11.71	149,469.4	1,749,593

$$\Sigma = \underline{89,385.13}$$

$$\Sigma = \underline{7,774,822}$$

MUROS Y-Y

MURO	$C_{DIRECTA}$	$C_{TORSION}$	$C_{DISEÑO}$
1Y	33.25	-18.82	14.44
2Y	33.25	-18.82	14.44
3Y	33.25	-6.27	26.98
4Y	33.25	-6.27	26.98
5Y	33.25	6.27	39.52
6Y	33.25	6.27	39.52
7Y	33.25	18.82	52.07
8Y	33.25	18.82	52.07

$$\Sigma K_i * d_i^2 = \underline{7,774,822}$$

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

MURO	e cm	h cm	L cm	A _{tributaria} m ²
1Y	24	300	320	5.76

A _{TECHADA} m ²	f'm kg/cm ²	f'c kg/cm ²	Fy kg/cm ²
238.86	65.00	210.00	4200.00

PD Ton	PL Ton	V = C _{DISEÑO} Ton
13.67	1.72	34.160

POR COMPRESION AXIAL

$$F_{adm} = 0.2 \times f'm \times \left[1 - \left(\frac{h}{35 \times e} \right)^2 \right]$$

Fadm = 11.342 kg/cm²

$$F_{act} = \frac{P_D + P_L}{L \times e}$$

Fact = 2.004 kg/cm²

POR CORTE

$$V_{adm} = 1.8 + 0.18 \times fd \quad fd = \frac{P_D}{L \times e}$$

fd = 1.780 kg/cm²

Vadm = 2.120 kg/cm²

$$V_{act} = \frac{CORTANTE}{L \times e}$$

Vact = 4.448 kg/cm²

Area de columna de amarre y viga solera

$$A_c = \frac{0.9 \times CORTANTE}{\sqrt{f'c}} > (20e)$$

Ac = 2121.54 cm²

b (cm)	t (cm)	Ac (cm ²)
24	50	1200

Acero en Columna de amarre

$$Asv = 1.4 \times \frac{V}{Fy} \times \frac{h}{L}$$

Asv = 10.68 cm²

$$As_{min} = \frac{0.1 \times f'c \times Ac}{Fy}$$

As_{min} = 6.00 cm²

Usar Asv total: 4Ø5/8" + 4Ø1/2" = 13.08 cm²

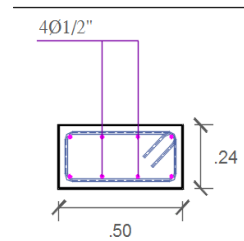
Acero en Viga solera

$$Ash = 1.4 \times \frac{V}{Fy}$$

Ash = 11.39 cm²

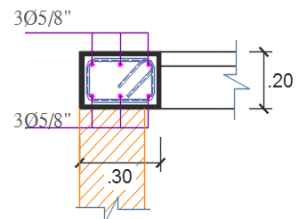
Usar Ash total: 6Ø5/8" = 12.00 cm²

C-4



4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"

Ø3/8", 1@.05,
7@.10, Rto. @.20



Estribos en zona de confinamiento

$$S = \frac{A_v \times d \times F_y}{1.5 \times V} < S_{max} = d/2$$

$$S = \underline{5.47 \text{ cm}}$$

Usar $\phi 3/8''$
1@5, 7@10, R@20

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

$$\text{rec} = 3.0 \text{ cm}$$

$$d = 47.0 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento

$$L_c = 2.5 \times d < L_{min} = 50 \text{ cm}$$

$$L_c = \underline{52.50 \text{ cm}}$$

POR FLEXION

$$M = \bar{h} \times V i_{muro} \quad \bar{h} = \frac{\sum F_{piso} \times h_{piso}}{\sum F_{piso}}$$

$$\bar{h} = \frac{1.0 \times V \times 2.50}{V}$$

$$\bar{h} = \underline{2.50 \text{ m}}$$

$$V i = \underline{34.16 \text{ Ton}}$$

$$M = \underline{85.40 \text{ Ton-m}}$$

Esfuerzo admisible por compresión axial (F_a)	: 11.342 kg/cm ²
Esfuerzo admisible por flexion ($F_m=0.4f'm$)	: 26 kg/cm ²
Modulo de elasticidad ($E_m=500f'm$)	: 32500 kg/cm ²
Modulo de rigidez ($E_v=0.4E_m$)	: 13000 kg/cm ²

Esfuerzo actuante por compresión axial (f_a) : 2.004 kg/cm²

Esfuerzo actuante por flexion (f_m) : 20.850 kg/cm²

$$f_m = \frac{M}{S_m}$$

$$S_m = \frac{e \times I^2}{6}$$

$$S_m = \underline{409600 \text{ cm}^3}$$

Longitud de muro traccionada (x_{muro})

$$x_{muro} = \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c} \times l_{muro}$$

$$\sigma_t = f_m - f_a$$

$$\sigma_c = f_m + f_a$$

$$x_{muro} = \underline{90.2 \text{ cm}}$$

$$\sigma_t = \underline{14.658 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_c = \underline{37.342 \text{ kg/cm}^2}$$

Fuerza de tracción (T)

$$T = \frac{\sigma_t \times x_{muro} \times e}{2}$$

$$T = \underline{15866.71 \text{ kg}}$$

Acero por tracción (A_{sf})

$$A_{sf} = \frac{1.25 \times T}{\phi \times F_y}$$

$$A_{sf} = \underline{5.25 \text{ cm}^2}$$

Acero por corte:

$$A_{sv} = \underline{10.68 \text{ cm}^2}$$

Acero minimo:

$$A_{s_{min}} = \underline{6.00 \text{ cm}^2}$$

5.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.2.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Se ha cumplido con una fuerza cortante mínima según lo que recomienda la Norma E. 030 de diseño Sismorresistente.

FUERZA CORTANTE MINIMA DEL PABELLON 01 (DIRECCION “X”)

PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN = 671,300 Kg
671.30 Ton

DIRECCION X-X

Datos:	$h_n (m)$	Z	T_p	S	R	C_T	U	
	7.60	0.45	0.60	1.05	8.00	35.00	1.50	
$T=hn /CT (Regl.)$ o $T_{calculado}$	0.276	$T_{Reglamento}$	0.217	Del ETABS o SAP	$0.85 \cdot T_{(ETABS)}$	0.23	0.23	
$2.5 \cdot (T_p/T)$	5.442		$T_{calculado}$					0.276
$C=2.5 \cdot (T_p/T) \leq 2.5$	2.500		$T_{calc/tRegl}$					1.27
C/R	0.313							
$C/R (\geq 0.11)$	0.313							
$H/P=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S$	0.2215							

$H=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P (Kg) =$	148,682
$H=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P (Ton) =$	148.7
80% H estatico =	118.9
H dinámico =	110.0
Factor =	1.08

CORTANTE DINAMICO

$V_x (Ton)$	$V_y (Ton)$
109.29	12.04

En este caso podemos comprobar que para la Dirección X el 80 % de la fuerza cortante estática es mayor al esfuerzo cortante dinámico por un factor de 1.08 el cual se debe incorporar como factor de corrección en el programa Etabs ya que así se establece en la Norma E.030 en el Item 4.6.4.

FUERZA CORTANTE MINIMA DEL PABELLON 01 (DIRECCION "Y")

DIRECCION Y-Y

Datos:	h_n (m)	Z	T_p	S	R	C_T	U
	7.60	0.45	0.60	1.05	2.70	60.00	1.50
$T=hn/CT$ (Regl.) o $T_{calculado}$	0.118	$T_{Reglamento}$ $T_{calculado}$ $T_{calc/tRegl}$	0.127	Del ETABS o SAP $0.85 \cdot T_{(ETABS)}$			0.10
$2.5 \cdot (T_p/T)$	12.704		0.118				
$C=2.5 \cdot (T_p/T) \leq 2.5$	2.500		0.93				
C/R	0.926						
$C/R (\geq 0.11)$	0.926						
$H/P=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S$	0.6563						

$H=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P$ (Kg) =	440,541
$H=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P$ (Ton) =	440.5
80% H estatico =	352.4
H dinámico =	313.4
Factor =	1.12

CORTANTE DINAMICO

V_x (Ton)	V_y (Ton)
34.00	311.53

En este caso podemos comprobar que para la Dirección en Y el 80 % de la Fuerza Cortante Estática es mayor al Esfuerzo Cortante Dinámico por un factor de 1.12 el cual se debe incorporar como factor de corrección en el programa Etabs ya que así se establece en la Norma E.030 en el Item 4.6.4.

FUERZA CORTANTE MINIMA DEL PABELLON 02 (DIRECCION "X")

PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN = 724,010 Kg
724.01 Ton

DIRECCION X-X

Datos:	h_n (m)	Z	T_p	S	R	C_T	U
	7.60	0.45	0.60	1.05	8.00	35.00	1.50
$T=hn/CT$ (Regl.) o $T_{calculado}$	0.276	$T_{Reglamento}$ $T_{calculado}$ $T_{calc/tRegl}$	0.217	Del ETABS o SAP $0.85 \cdot T_{(ETABS)}$			0.23
$2.5 \cdot (T_p/T)$	5.442		0.276				
$C=2.5 \cdot (T_p/T) \leq 2.5$	2.500		1.27				
C/R	0.313						
$C/R (\geq 0.11)$	0.313						
$H/P=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S$	0.2215						

$H=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P$ (Kg) =	160,357
$H=(C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P$ (Ton) =	160.4
80% H estatico =	128.3
H dinámico =	110.0
Factor =	1.17

CORTANTE DINAMICO

V_x (Ton)	V_y (Ton)
109.29	12.04

En este caso podemos comprobar que para la Dirección en X el 80 % de la Fuerza Cortante Estática es mayor al Esfuerzo Cortante Dinámico por un factor de 1.17 el cual se debe incorporar como factor de corrección en el programa Etabs ya que así se establece en la Norma E.030 en el Item 4.6.4.

FUERZA CORTANTE MINIMA DEL PABELLON 02 (DIRECCION "Y")

DIRECCION Y-Y

Datos:	h_n (m)	Z	T_p	S	R	C_T	U	
	7.60	0.45	0.60	1.05	2.70	60.00	1.50	
$T = h_n / C_T$ (Regl.) o T calculado	0.118	$T_{Reglamento}$	0.127	Del ETABS o SAP	$0.85 \cdot T_{(ETABS)}$	0.10		
$2.5 \cdot (T_p / T)$	12.704		$T_{calculado}$					0.118
$C = 2.5 \cdot (T_p / T) \leq 2.5$	2.500		$T_{calc/tRegl}$					0.93
C / R	0.926							
$C/R (\geq 0.11)$	0.926							
$H/P = (C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S$	0.6563							

$H = (C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P$ (Kg) =	475,132
$H = (C/R) \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P$ (Ton) =	475.1
90% H estatico =	427.6
H dinámico =	313.4
Factor =	1.36

CORTANTE DINAMICO

V_x (Ton)	V_y (Ton)
34.00	311.53

En este caso podemos comprobar que para la Dirección en Y el 80 % de la Fuerza Cortante Estática es mayor al Esfuerzo Cortante Dinámico por un factor de 1.36 el cual se debe incorporar como factor de corrección en el programa Etabs ya que así se establece en la Norma E.030 en el Item 4.6.4.

- Se ha cumplido con la utilización de los valores de las cargas estipulados en la Norma E. 020 al momento de asignar las cargas en el modelamiento de la losa aligerada.

- Acabados: 100 kg/m²
- Tabiquería: 150 kg/m²
- Carga viva para piso típico
- Aulas: 250 kg/m²
- Corredores: 400 kg/m²
- Carga viva para azotea 100 kg/m²

- Se realizó el cálculo de la capacidad de carga, la presión admisible y asentamiento del suelo en estudio, estando todos estos cálculos de acuerdo con lo establecido por la norma E.050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

- En el empleo de la norma E.060 (Concreto Armado), se cumplió con todos los requerimientos que la norma establece tanto para el diseño de columnas, vigas, zapatas y losa aligerada correspondiente.

- Para el diseño de los Muros de Albañilería se cumplió con los requerimientos que establece la norma E.070.

CAPITULO VI: COMPROBACIÓN DE HIPOTESIS

6.1 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL

Respecto a la Hipótesis general que suscribe: “La Eficiencia sismorresistente influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, Distrito De La Tinguña - Ica - Ica.” pudo ser demostrada ya que se comprobó que la Eficiencia Sismorresistente influye en el diseño estructural que se realizó para la Institución Educativa, demostrando los indicadores propuestos en la hipótesis específicas.

El Reglamento Nacional De Edificaciones establece ciertos requisitos y parámetros para el diseño de una edificación los cuales se emplearon en el diseño sismorresistente de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, por ello en el cumplimiento del Reglamento es que se influye en el diseño de sus elementos estructurales (vigas, zapatas, losas aligeradas, columnas), para que soporte eficientemente las fuerzas como sismo, viento y cargas a la que estará sometida la estructura.

6.2 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- 1.- Ante la afirmación: “El cumplimiento de la norma de la Norma E.020 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.” Se ha podido corroborar ya que las cargas actuantes con las que realizó el diseño estructural fueron preferentemente tomadas de la Norma E.020.
- 2.- Ante la afirmación: “El cumplimiento de la norma de la Norma E.030 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.” Se pudo corroborar ya que como se pudo observar en el desarrollo del diseño estructural se requieren datos necesarios para un diseño óptimo los cuales fueron sacados de la norma Sismorresistente E.030.
- 3.- Ante la afirmación: “El cumplimiento de la norma de la Norma E.050 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguña, Ica – Ica.” Se pudo corroborar debido a que para la capacidad portante y diseño de cimientos fueron indispensables las recomendaciones de la norma E.050.

- 4.- Ante la afirmación: “El cumplimiento de la norma de la Norma E.060 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguíña, Ica – Ica.” Se pudo corroborar debido a que se utilizaron las fórmulas de la mencionada norma para el diseño de los elementos estructurales.
- 5.- Ante la afirmación: “El cumplimiento de la norma de la Norma E.070 influye en el diseño estructural de la Institución Educativa San Idelfonso N°22505, distrito de la Tinguíña, Ica – Ica.” Se pudo corroborar debido a que se utilizaron las recomendaciones basadas en la Norma E.070 para analizar y diseñar los muros de albañilería.

CONCLUSIONES

A la terminación de la investigación de la presente tesis denominada EFICIENCIA SISMORESISTENTE DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SAN IDELFONSO N° 22505, DISTRITO DE LA TINGUIÑA – ICA – ICA”; se pudo apreciar la metodología para el diseño y cálculo de sus elementos estructurales en general, siendo de gran importancia para mi aprendizaje.

✓ Podemos concluir que la norma influye en el diseño estructural porque nos brinda parámetros con los que debemos realizar un correcto análisis sísmico ya que de ella obtuvimos los valores de zonificación sísmica $Z = 0.45$, parámetros de sitio $S=1.05$, factor de uso $U = 1.5$, coeficiente de reducción sísmica $R=3$, y el factor de amplificación sísmica que depende del periodo.

✓ Concluimos que la norma influye en la fuerza cortante que debemos considerar para nuestro análisis estructural ya que nos indica que la misma no puede ser menor al 80% de la fuerza cortante estática para estructuras regulares cómo es el que se da en nuestro caso teniéndose así que multiplicar por los factores calculados para su corrección.

✓ Para la Dirección X en el que predomina el Sistema De Concreto armado se obtuvo una distorsión de 0.0039 en el que concluimos que cumple con los desplazamientos laterales relativos admisibles de la norma E 0.30 ya que esta tiene un valor máximo de distorsión de 0.007.

✓ Para la dirección Y en el que predomina el Sistema De Albañilería se obtuvo una distorsión de 0.001 en el que concluimos que cumple con los desplazamientos laterales relativos admisibles de la norma E 0.30 ya que esta tiene un valor máximo de distorsión de 0.005.

✓ De acuerdo a los resultados del análisis sísmico se ha podido verificar que los esfuerzos sísmicos gobiernan el diseño, siendo de gran importancia este análisis para determinar un diseño que soporte eficientemente las fuerzas que se generan en un sismo.

✓ En el diseño de la Institución Educativa San Idelfonso se concluye que a través de la simetría estructural se reduce eficientemente los efectos de torsión generados en un sismo ya que para una estructura simétrica el centro de rigidez y el centro de masa no se encuentran muy distantes.

✓ El Reglamento Nacional De Edificaciones establece varios

métodos de análisis para el diseño sismorresistente, en el diseño de la I.E. San Idelfonso se empleó el método de las Fuerzas Laterales pudiendo este método arrojar elementos estructurales sobredimensionados que se pueden diseñar de una manera más eficiente con otros métodos que propone la norma.

✓ El diseño en si es un arte, esta afirmación nos da la certeza que las computadoras, si bien son valiosísimas como elementos de análisis, no reemplazarán al diseñador.

RECOMENDACIONES

✓ Para obtener una mejor aproximación en la respuesta de los elementos estructurales se recomienda tener en consideración la interacción suelo-estructura.

✓ En los ensayos de campo se recomienda realizar el ensayo SPT para así obtener un mejor criterio del suelo en la que se cimienta la edificación propuesta en esta tesis.

✓ Se recomienda cambiar los muros de albañilería confinada por placas de concreto armado ya q ofrecen una mejor respuesta dinámica ante eventuales movimientos sísmicos.

✓ Se recomienda que los ensayos de campo como los de laboratorio deben ser realizado por personal capacitado y con experiencia en el campo. Ya que las propiedades de los suelos son muy importantes para el diseño estructural.

✓ Durante la etapa de pre dimensionamiento de los elementos estructurales se recomienda utilizar los parámetros que nos ofrece el RNE para así evitar cambios a la hora de diseñar la estructura.

FUENTES DE INFORMACIÓN

- BECOSAN. (19 de junio de 2020). *Concreto reforzado*. Obtenido de <https://www.becosan.com/es/concreto-reforzado/>
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil.
- Braja M. Das. (2011). *Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones*. México: CENGAGE Learning.
- Chavez , S. (2003). *Concreto armado*. Tarapoto.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. México: Editorial Limusa.
- Diccionario Geotécnia. (s.f.). *Diccionario Geotécnia*. Obtenido de <https://www.diccionario.geotecnia.online/palabra/limites-de-atterberg/>
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Fondo editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Harmsen, T. (1 de diciembre de 2005). *Propiedades del concreto*. Obtenido de <http://www.geoseismic.cl/propiedades-del-concreto/>
- Huanca Borda, Á. (2015). *Problemas de Mecánica de Suelos*. Ica: Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.
- Matos Lazo, I., & Blanco Rodríguez, M. (05 de abril de 2014). *Clasificación unificada de suelos*. Obtenido de Slideshare: <https://es.slideshare.net/renzoflorescardenas/clasificacin-de-suelos>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.020 "Cargas"*. Lima, Perú: El Peruano.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.070 "Albañilería"*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones - Norma E.060 "Concreto Armado"*. Lima, Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E0.30 "Diseño Sismorresistente"*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ortiz Naveda, E. L. (2012). *Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado "Limburg Platz"*. Quito, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.
- Oviedo Sarmiento, R. (2019). *Diseño Sismorresistente de Concreto Armado* (2da Edición ed.). Lima, Perú: Oviedo Ingeniería.
- Quezada Cerna, C. (2015). *ETABS*. Lima, Perú: Grupo Editorial Megabyte.
- Ruiz Villacorta, A., & Vega Zamora, E. (2015). *Diseño estructural de la I.E. Manuel González Prada - nivel primaria, distrito de Quiruvilca, Santiago de Chuco - La Libertad*. La Libertad, Perú: Universidad Privada Antenor Orrego - UPAO.
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tenesaca Illesacas, L. F., & Caiza Flores, D. F. (2019). *Correlación de ángulo de fricción y la relación de vacíos en arenas utilizando el ensayo de corte directo*. Quito, Ecuador: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA.

Terzaghi, K., & Peck, R. (1991). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*.

México: El Ateneo Argentino.

WIKIPEDIA. (16 de Noviembre de 2020). *WIKIPEDIA La enciclopedia libre*.

Obtenido de

https://es.wikipedia.org/wiki/Obtenci%C3%B3n_de_muestras

William Lambe, & V. Witman, R. (2004). *Mecánica de Suelos*. México: Editorial

LIMUSA.

Yirda, A. (1 de febrero de 2021). *ConceptoDefinición*. Obtenido de

<https://conceptodefinicion.de/concreto/>

ANEXOS

ANEXOS

PANEL FOTOGRÁFICO

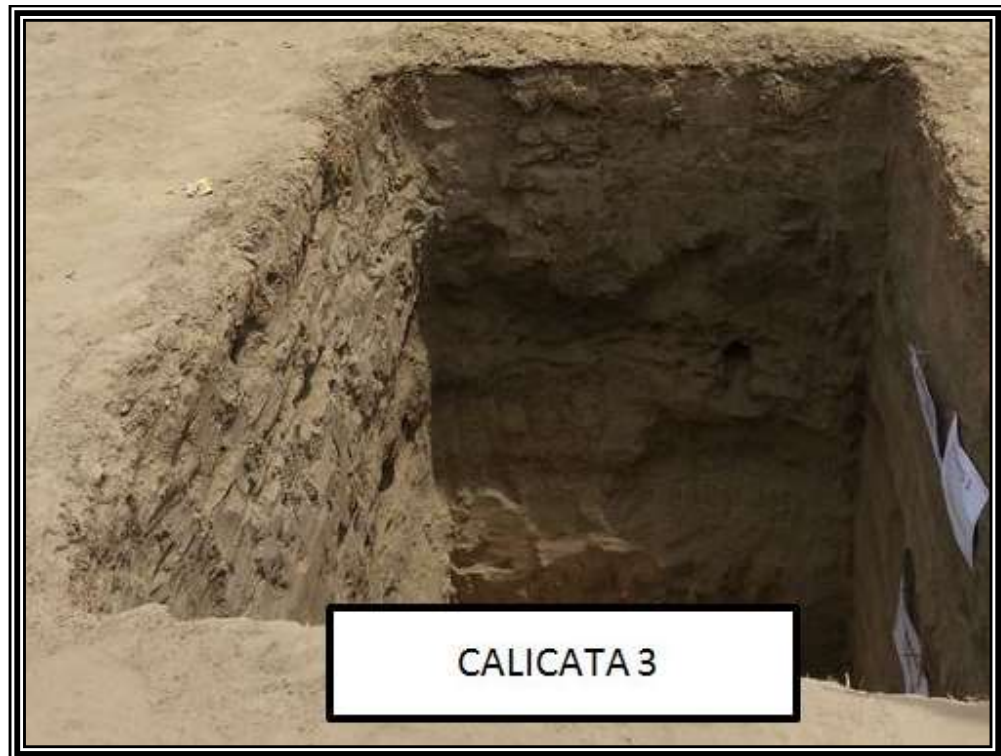
FOTOGRAFIA N°01: SE OBSERVA LA CALICATA N°01 QUE SE REALIZO PARA ESTE PROYECTO DE TESIS



FOTOGRAFIA N°02: SE OBSERVA LA CALICATA N°02 QUE SE REALIZO PARA ESTE PROYECTO DE TESIS.



FOTOGRAFIA N°03: SE OBSERVA LA CALICATA N°03 QUE SE REALIZO PARA ESTE PROYECTO DE TESIS.



FOTOGRAFIA N°04: SE OBSERVA EL PERFILADO DE UNA DE LAS CARAS DE CADA CALICATA



***FOTOGRAFIA N°05: MEDICION DE CADA UNO DE LOS ESTRATOS QUE
POSEE LAS 3 CALICATAS REALIZADAS.***



***FOTOGRAFIA N°6: IDENTIFICACION DE CADA UNO DE LOS ESTRATOS
QUE POSEE LAS 3 CALICATAS REALIZADAS.***



FOTOGRAFIA N°07: SE OBSERVA EL INICIO DE EL ENSAYO DE LA DENSIDAD DE CAMPO (MÉTODO DEL CONO DE ARENA) EN LA ZONA DE ESTUDIO.



FOTOGRAFÍA N°08: SE OBSERVA EL ENSAYO DEL CONO DE ARENA EN UNA DE LAS GRADAS DE LA CALICATA DEL PROYECTO.



FOTOGRAFÍA N°09: SE OBSERVA LA ARENA GRANULADA QUE SE EXTRAJO PARA PODER TENER COMO DATO EN EL ESTUDIO DE DENSIDAD DE CAMPO.



FOTOGRAFÍA N°10: SE APRECIA EL ENSAYO DE GRANULOMETRIA REALIZADO EN EL ENSAYO DE LABORATORIO DE LA FIC UNICA.



FOTOGRAFÍA N°11: SE APRECIA LA COLOCACION DE LOS TAMICES EN LA MAQUINA TAMIZADORA DEL LABORATORIO DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNICA.



FOTOGRAFÍA N°12: SE APRECIA EL SECADO DE CADA UNA DE LAS MUESTRAS DE SUELO OBTENIDAS EN CAMPO DE LA ZONA DE ESTUDIO



FOTOGRAFÍA N°13: SE APRECIA EL PESO OBTENIDO PARA EL ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO



RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO DE
SUELO



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por: CARLOS CATHALLA Herbert Williams
 Proyecto: Eficiencia de la Norma Simultaneamente E - 50 - 16 de la I.E. San Isidro N° 22506, Dist. De la Treguña - Ica - Ica
 Ubicación: DISTRITO DE LA TRIGUÑA - ICA - ICA
 CERTIFICADO N° 006 A - 18
 BOLETA N° 2307

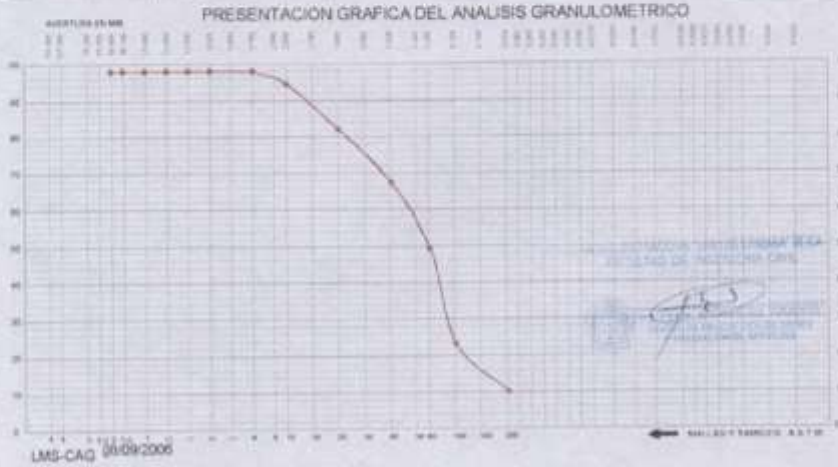
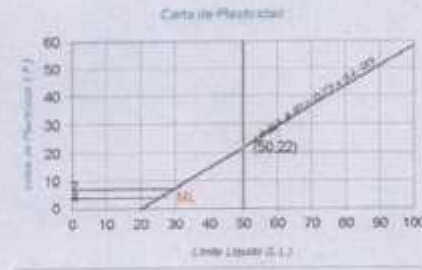
Tipo de Exploración: A CIELO ABIERTO
 Realizado por: ING. RENE CANCHARI VEGA
 Fecha: ICA 02 MARZO DEL 2018

Procedencia: La Triguña
 Muestra: C-1, E-2 1 litro a 2.00 mt.
 Peso de Muestra: 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamaño ASTM	Abert. (mm)	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Admisi.
2"	50.800				
1.18"	30.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
15	1.180	35.40	3.54	96.46	3.54
30	0.840	128.30	12.83	87.17	16.37
60	0.590	190.80	19.08	80.92	31.45
100	0.425	185.40	18.54	81.46	49.99
200	0.250	177.70	17.77	82.23	77.03
400	0.149	270.40	27.04	72.96	77.03
750	0.106	138.90	13.89	86.11	90.58
1000	0.075	34.35	3.43	96.57	100.00
PESO TOTAL		1000.00	100		
w (%)		0.23		4.42	
L (ASTM)		0.19		4.16	
P (ASTM)		0.542			

HUMEDAD NATURAL (w)	%	3.80
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	27.50
LIMITE PLASTICO (P.P.)	%	23.35
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	4.15
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION U.C.C.	S P - S M
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)





ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : CARLOS CATHIALLA Herbert Williams
 Proyecto : Eficiencia de la Norma Sismorresistente E - 30 - 16 de la I.E. San Isidro N° 22505, Dist. De la Tingüita - Ica - Ica
 Ubicación : DISTRITO DE LA TINGÜITA - ICA - ICA
 CERTIFICADO N° 008 - F - 18
 BOLETA N° 2307

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
 Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
 Fecha : ICA, 02 MARZO DEL 2018

Procedencia : La Tingüita
 Muestra : C-1, E-3 2.00 a 3.50 m.
 Peso de Muestra : 1000.00 grs.

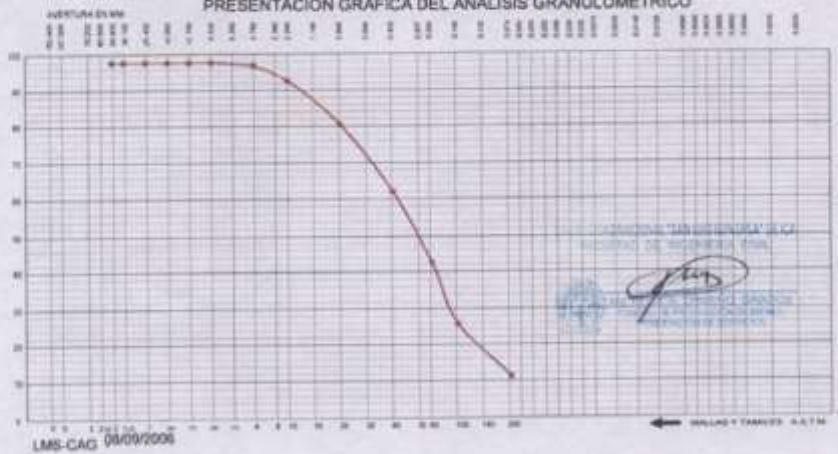
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamizaje ASTM	Abert. mm.	Peso ret. (grs.)	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
20"	9.500				
14"	6.350				
N° 4	4.750	6.50	0.65	99.35	0.65
5	3.350				
10	2.000	45.36	4.53	94.82	5.38
15	1.190				
20	0.840	125.43	12.34	82.05	17.82
30	0.590				
40	0.420	190.39	18.93	63.05	36.95
50	0.297				
60	0.250	201.59	20.15	42.90	57.10
75	0.177				
100	0.149	173.38	17.33	25.57	74.43
140	0.105				
200	0.074	155.39	15.53	10.04	89.96
Fino		155.43	15.54	84.46	100.00
Peso total		1000.00			
C _u = 0.075				C _u = 5.82	
C _l = 0.075				C _l = 1.16	
C _u - C _l				4.66	

HEMEDAD NATURAL (W)	%	6.07
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	27.70
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	22.45
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	5.25
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S. : S P - S M
 CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. : A-2-4 (0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMÉTRICO





ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por: CARLOS CAYHUALLA Herbert Williams
 Proyecto: Eficiencia de la Norma Sismosismica E - 20 - 15 de la I.E. San Isidoro N° 22506, Dist. De la Triguera - Ica - Ica
 Ubicación: DISTRITO DE LA TRIGUERA - ICA - ICA
 CERTIFICADO N° 008 - B - 18
 BOLETA N° 2307

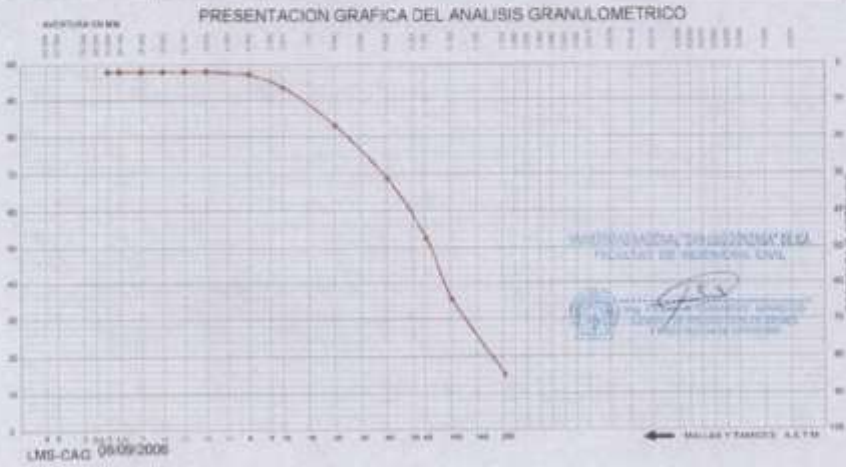
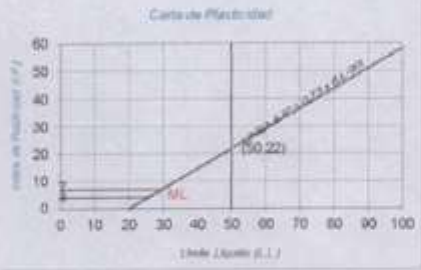
Tipo de Exploración: A CIELO ABIERTO
 Realizado por: ING. RENE CANCHARI VEGA
 Fecha: ICA, 02 MARZO DEL 2018

Procedencia: La Triguera
 Muestra: C-2, E-1, 0.00 a 1.20 m
 Peso de Muestra: 1000.00 grs

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO						
Numero de Tamiz	Abert. mm.	Peso retén.	% Retén.	% Pasa	% Ret. Acum.	
2"	50.800					
3/8"	38.100					
4"	25.400					
10"	19.000					
20"	12.700					
40"	9.500					
60"	6.350					
75"	4.750	7.56	0.75	99.25	0.25	
8"	2.300					
10"	2.000	38.48	3.84	96.16	4.58	
15"	1.180					
20"	0.840	107.30	10.73	89.27	15.32	
30"	0.590					
40"	0.420	148.70	14.87	85.13	30.19	
60"	0.367					
80"	0.250	188.10	18.81	81.19	49.00	
100"	0.177					
150"	0.149	177.30	17.73	82.27	66.73	
200"	0.105					
250"	0.074	216.40	21.64	78.36	88.37	
Peso total		148.30	14.83	85.17	100.00	
Peso (grs)		1000.00				
P ₂₀ (%)		3.84		96.16		
P ₄₀ (%)		14.87		85.13		
P ₆₀ (%)		18.81		81.19		

HUMEDAD NATURAL (W)	%	2.91
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	28.40
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	23.29
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	5.20
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S - M
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-2.4 (0)





ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por : CARLOS CAYHUALA Herbert Williams
 Proyecto : Ciencia de la Norma Sismorresistente E - 30 - 16 de la I.E. San Isidro N° 22505, Dist. De la Tingüta - Ica - Ica
 Ubicación : DISTRITO DE LA TINGÜTA - ICA - ICA

CERTIFICADO N° 008 -G -18
 BOLETA N° 2307

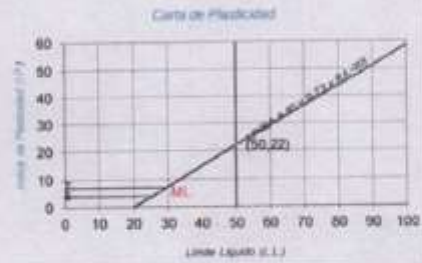
Tipo de Exploración : A CIelo ABERTO
 Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
 Fecha : ICA, 02 MARZO DEL 2018

Procedencia : La Tingüta
 Muestra : C-2, E-3 2.80 a 3.90 m
 Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Abert. (mm)	Peso retent.	% Retent.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
20#	8.500				
10#	2.000				
4#	4.760	12.30	1.23	98.77	1.23
3#	2.500				
11#	2.000	28.70	3.87	96.13	5.20
10#	1.190				
20#	0.840	132.50	13.25	86.75	18.45
30#	0.600				
40#	0.420	181.20	18.12	68.62	34.58
60#	0.297				
80#	0.250	184.50	18.45	49.57	53.03
100#	0.177				
150#	0.149	201.90	20.19	29.79	73.22
200#	0.105				
250#	0.074	155.50	15.55	14.23	88.17
300#		108.20	10.82	3.00	100.00
Peso total		1000.00			
Peso retenido					
C _u (mm)		0.060	C _u	5.42	
C ₆₀ (mm)		0.165	C ₆₀	1.34	
C ₂₀₀ (mm)		0.370			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	6.84
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	28.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	22.50
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	5.50
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S. : S P - S M
 CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. : A-2-4 (0)





ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por: CARLOS CAYHUALLA Herbert Williams
Proyecto: Eficiencia de la Norma Sismosensitiva E - 20 - 16 de la I.E. San Sebastián N° 22905, Dist. De la Tarma - Ica - Ica
Ubicación: DISTRITO DE LA TINGUNA - ICA - ICA

CERTIFICADO N° 008 - D - 18

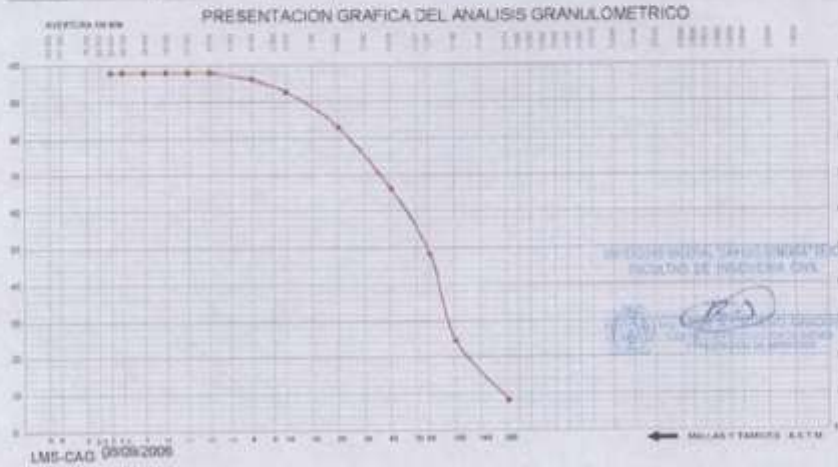
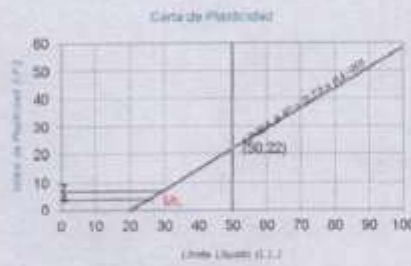
Tipo de Exploración: A CIELO ABIERTO
Realizado por: ING. RENE CANCHAR VEGA
Fecha: ICA, 02 MARZO DEL 2016

Procedencia: : La Tinguña
Muestra: : C-3, E-1 0.00 a 1.00 mt
Peso de Muestra: : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Numero ASTM	Diámetro mm	Peso seco	% Retenido	% Pasa	% Fin (Retenido)
2	50.800				
4	25.400				
10	2.000				
20	0.840				
40	0.420				
60	0.250				
80	0.175				
100	0.150				
200	0.075				
PESO TOTAL		72.80	7.36	92.64	100.00
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)			3.06		4.12
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)			0.175		0.86
LÍMITE PLÁSTICO AJUSTADO (L.P.A.)			0.300		0.86

HMEDAD NATURAL (W)	%	3.17
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	%	26.70
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	%	23.40
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	%	3.30
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.E. : S P - S M
 CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. : A-2-4 (0)





ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por: CARLOS GAYHUALLA Herbert Williams
 Proyecto: Ejecución de la Norma Sismorresistente E - 20 - 16 de la I.E. San Mateo N° 22505, Dist. De la Tarma - Ica - Ica
 Ubicación: DISTRITO DE LA TINGUIA - ICA - ICA
 CERTIFICADO N° 008-E-18
 BOLETA N° 2307

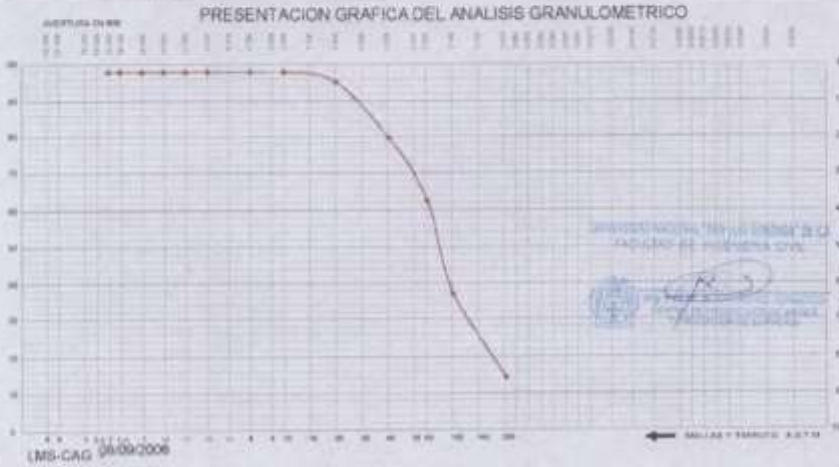
Tipo de Exploración: A CIELO ABIERTO
 Realizado por: ING. RENE CANDIARI VEGA
 Fecha: ICA 02 MARZO DEL 2018

Procedencia: La Tarma
 Muestra: C-2, E-2 100 a 200 ml.
 Peso de Muestra: 1000.00 grs

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamiz	Abert. (mm)	Peso (gms)	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acumul.
7"	50.800				
1.18"	30.100				
4"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.06	0.00	100.00	0.00
5	2.300				
10	2.000	0.00	0.00	100.00	0.00
14	1.190				
20	0.840	27.80	2.78	97.22	2.78
30	0.600				
40	0.420	180.30	18.03	81.97	18.81
60	0.250	176.30	17.63	64.34	36.44
80	0.175				
100	0.149	264.50	26.45	33.55	62.89
140	0.105				
200	0.074	232.40	23.24	10.31	86.13
TOTAL		128.70	12.87	8.99	100.00
Peso Muestra		1000.00	grs		
w (%)		0.85	%	4.43	
w _L (%)		0.726	%	1.34	
w _p (%)		0.258	%		

Humedad Natural (w)	%	4.10
Limite Líquido (L.L.)	%	28.30
Limite Plástico (L.P.)	%	23.60
Índice Plástico (I.P.)	%	4.80
Peso Específico	(g/cm ³)	

CLASIFICACION S.U.C.S.: S - M
 CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.: A-2-4 (0)





ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por : CARLOS CAYHUALLA Herbet Williams
 Proyecto : Eficiencia de la Norma Sismorresistente E - 20 - 16 de la I.E. San Alfonso N° 22505, Dist. De la Tinguía - Ica - Ica
 Ubicación : DISTRITO DE LA TINGUÑA - ICA - ICA
 CERTIFICADO N° 008 -H -18
 BOLETA N° 2307

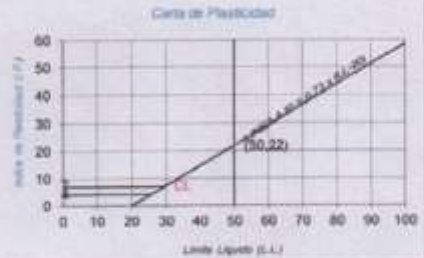
Tipo de Exploración : A CELO ABERTO
 Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
 Fecha : ICA, 02 MARZO DEL 2019

Procedencia : La Tinguía
 Muestra : C - 3; E - 3 2.90 a 3.90 mt.
 Peso de Muestra : 1000.00 grs

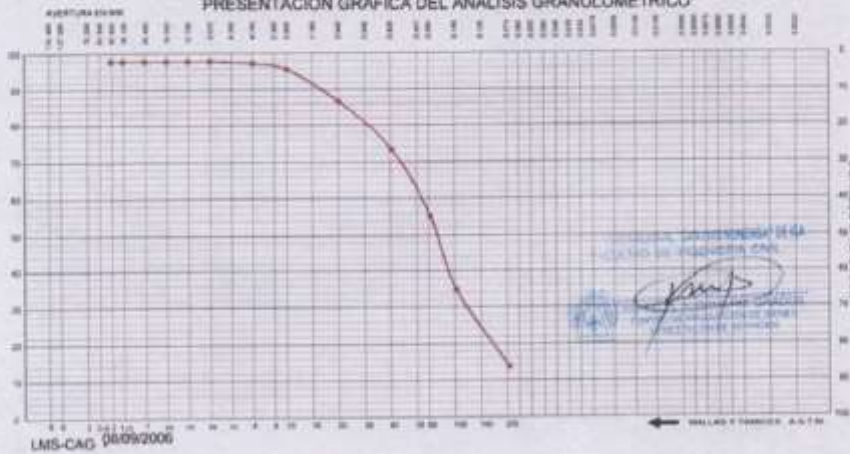
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamizos ASTM	Abert. mm	Peso retent.	% Retent.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
10"	9.500				
14"	8.380				
10" 4	4.760	3.40	0.34	99.66	0.34
8	2.500				
10	2.000	17.30	1.73	97.73	2.27
15	1.180				
20	0.840	83.50	8.35	89.38	11.62
30	0.590				
40	0.420	136.45	13.64	74.74	25.26
50	0.297				
60	0.250	188.30	18.83	55.11	43.89
80	0.177				
100	0.149	211.40	21.14	34.37	65.03
150	0.105				
200	0.074	218.30	21.83	13.14	86.86
Forma		131.40	13.14	0.30	100.00
Peso Muestra		1000.00	gr		
C _u (mm)		0.250	C _u =	0.02	
C _l (mm)		0.130	C _l =	1.08	
C _u (mm)		0.250			

HUMEDAD NATURAL (w)	%	6.26
LMITE LIQUIDO (L.L.)	%	29.30
LMITE PLASTICO (L.P.)	%	21.85
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	7.45
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S : S - (1)
 CLASIFICACION A.A.S.H.T.O : A-2-4 (0)



PRESENTACIÓN GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO





ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 NORMA ASTM - 3096

CERTIFICADO N° 004-18
 BOLETA N° 2307

SOLICITANTE : Bach. CARLOS CAYHUALLA Herbert Williams
PROYECTO : EFICIENCIA DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-30 - 2018 DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SAN DELFONSO N° 22505, DISTRITO DE LA TINIGUÑA - ICA - ICA
UBICACIÓN : DISTRITO DE LA TINIGUÑA - ICA
FECHA : Ica, 02 Marzo del 2018
Sondaje : C - 3 **Clasif. (SUCS)** : S-ML/ARENA CON LIMO INORGANICA
Muestra : E - 2 **Velocidad (mm/min)** : 0.5
Profundidad : 1.20 mt. **Coef. Anillo CR (div/kg)** 0.388
Estado : Remoledeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	114.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.58
Área (cm ²)	38.00	hum. final (%)	4.50
Volum. (cm ³)	72.00	Est. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	4.50	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	140	0	0.00	0.00
10	0.250	136	20	6.12	0.17
20	0.500	132	28	8.57	0.24
30	0.750	127	35	10.71	0.30
40	1.000	124	41	12.55	0.35
50	1.250	120	46	14.08	0.39
60	1.500	114	50	15.30	0.43
70	1.750	110	51	15.81	0.43
80	2.000	105	52	15.91	0.44
90	2.250	100	53	16.22	0.45
100	2.500	95	54	16.52	0.46
110	2.750	92	55	16.83	0.47
120	3.000	85	55	16.83	0.47
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				

UNIVERSIDAD AGRARIA "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

[Handwritten Signature]
 Ing. CARLOS CAYHUALLA
 INGENIERO CIVIL
 CENTRO DE INVESTIGACION Y MAESTRIA DE ICA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 NORMA ASTM - 7089

CERTIFICADO N° 904-19
 BOLETA N° 2207

SOLICITANTE : Bach. CARLOS CAYHUALLA Herbert Williams

PROYECTO : EFICIENCIA DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-39 - 2016 DE LA INSTITUCION EDUCATIVA SAN IDELFONSO N° 22508, DISTRITO DE LA TINGURÁ - ICA - ICA

UBICACIÓN : DISTRITO DE LA TINGURÁ - ICA

FECHA : ICA, 02 Marzo del 2018

Sondaje : C - 3

Clasif. (SUCS) :

5-MI ARENA CON LIMO INORGÁNICA

Muestra : E - 2

Velocidad (mm/min) :

0.5

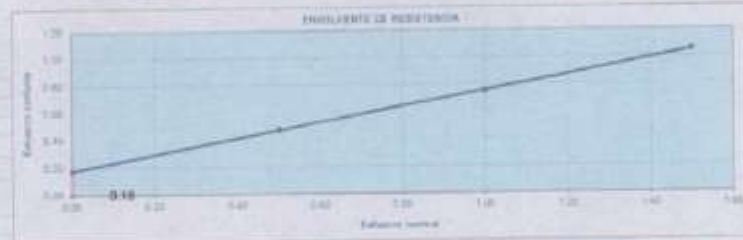
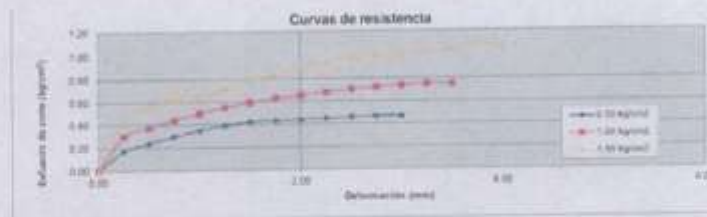
Profundidad : 1.20 m.

Coef. Anillo CR (div/fig.) :

0.306

Estado :

Rancholeado



Muestra (kg/cm²)	Esf. Cortante (kg/cm²)
0.50	0.07
1.00	0.25
1.50	0.30

RESULTADO	
C =	0.18
φ =	20.1



DENSIDAD IN SITU
 METODO DEL CONO DE ARENA

CERTIFICADO N° 004-18
 BOLETA N° 2387

SOLICITANTE: BACH. CARLOS CAYHUALLA Herbert Williams
 OBRA: EFICIENCIA DE LA NORMA DISMORRESISTENTE E - 30 - 2016 DE LA I.E. SAN IDELFONSO N° 22505, DISTRITO DE LA TRIGUÑA - ICA ICA
 UBICACIÓN: DISTRITO DE LA TRIGUÑA - ICA ICA
 MATERIAL: SUELO NATURAL (C - 3; E - 2)
 FECHA: Ica, 02 de Marzo del 2018
 TECNICO OPERADOR: Ing. RENE CANCHARI VEGA

MUESTRA N°	C - 3	3	4	5
CAPA	E - 2			
LUGAR	SAN IDELFONSO			
LADO	E - 2			
1. Peso de la lata + suelo húmedo	3.805,22			
2. Peso de la lata	0,00			
3. Peso del suelo húmedo (1 - 2)	3.805,22			
4. Peso de arena + frasco	4.000,00			
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	675,00			
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	3.325,00			
7. Densidad de la arena	1,40			
8. Volumen del frasco (W7)	2.374,64			
9. Peso de la grava al aire	0,00			
10. Volumen de la grava por desplaz	0,00			
11. Peso del suelo (3 - 9)	3.805,22			
12. Volumen del suelo (8 - 10)	2.374,64			
13. Densidad del suelo húmedo (11/12)	1,60			
14. Humedad contenida en el suelo	4,50			
15. Densidad del suelo seco	1,52			
16. Densidad del suelo seco gramo	1,56			
17. Max. Dens. determinada en la curva	0,00			
18. Porcentaje de compactación (16/17)	9,89			
19. Compactador especificado	0,00			
20. Espesor compactado (cm)	0,00			
Control de humedad				
RECIPIENTE N°	1	2	3	4
1. Peso de la lata + suelo húmedo	263,00			
2. Peso de la lata + suelo seco	274,20			
3. Peso de agua	9,20			
4. Peso de lata	30,00			
5. Suelo seco	275,80			
6. Porcentaje de humedad con Speedy	4,50			

PLANOS