

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



INFORME DE TESIS

**“RESTAURACIÓN DE LA GOBERNACIÓN DE TACNA MEDIANTE
LA TÉCNICA DE ANASTILOSIS Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE
ACERO”**

PARA OPTAR:

TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

-BACHILLER JESUS ALEXANDER MOLLINEDO MAMANI

-BACHILLER GUSTAVO LANCHIPA ARANDA

TACNA – PERU

2018

PAGINA DE JURADO

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

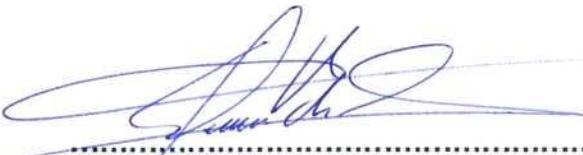
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis/Trabajo de investigación

**“RESTAURACIÓN DE LA GOBERNACIÓN DE TACNA
MEDIANTE TÉCNICA DE ANASTILOSIS Y SISTEMA
ESTRUCTURAL DE ACERO”**

Tesis sustentada y aprobada el 2 de Mayo de 2018; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:


.....
MTRO. Edgar Hipólito Chaparro Quispe

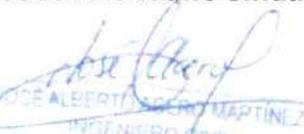
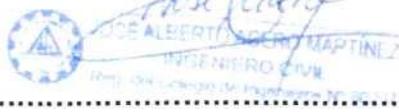
SECRETARIO:


.....
MTRO. Wilber Percy Mendoza Ramirez

VOCAL:


.....
Ing. Cesar Jose Avendaño Jihuallanga

ASESOR:



.....
Mgr. José Alberto Acero Martínez

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Jesus Alexander Mollinedo Mamani y Gustavo Lanchipa Aranda, en calidad de: bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado (a) con DNI 71025790 y 70088307

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor (a) de la tesis titulada:
“Restauración de la gobernación de Tacna mediante la técnica de anastilosis y sistema estructural de acero”
la misma que presento para optar:
Título Profesional de Ingeniería Civil
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro y/o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 18 de Diciembre del 2018



Jesus Alexander Mollinedo Mamani
DNI:71025790



Gustavo Lanchipa Aranda
DNI:70088307

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida. Por los triunfos y los momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo. A mis padres por ser las personas que me han acompañado durante todo mi trayecto de vida.

AGRADECIMIENTO

Nuestro agradecimiento a todos los ingenieros de la UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA que nos inculcaron sus enseñanzas y experiencias en su vida laboral gracias por compartir sus conocimientos cuando estábamos en la etapa de estudiantil.

Nuestro agradecimiento en especial a nuestro mentor al Magister en Ingeniería José Acero Martínez, quien nos inculco sus conocimientos en este trabajo de investigación y agradecerle por brindarnos su confianza, sus grandes conocimientos y como también su experiencia laboral.

INDICE GENERAL

	PAGINA
DECLARACION JURADA DE ORIGINILIDAD	i
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
INDICE DE FIGURAS.....	xi
INDICE DE TABLAS.....	xiv
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCION.....	xviii
CAPITULO I	1
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.3 JUSTIFICACIÓN	4
1.4 OBJETIVOS	5
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	5
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
1.5 HIPÓTESIS	6
1.5.1 HIPÓTESIS GENERAL	6
1.5.2 HIPÓTESIS ESPECIFICAS	6
CAPÍTULO II	7
2.1 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO	7
2.1.1 A NIVEL NACIONAL:.....	7
2.1.2 A NIVEL INTERNACIONAL:	¡Error! Marcador no definido.9
2.2 BASES TEÓRICAS	10
2.2.1 ANASTILOSIS.....	11
2.2.1.1 ANTECEDENTES	11
2.2.2 PROPIEDADES DE MATERIALES	12
2.2.2.1 ALBAÑILERIA	12
2.2.2.1.1 MODULO DE ELASTICIDAD.....	12
2.2.2.1.2 PROPIEDADES MECANICAS.....	12
2.2.2.1.3 MODULO DE ELASTICIDAD.....	14
2.2.2.2 CONCRETO	14
2.2.2.2.1 CARACTERISTICAS.....	14
2.2.2.2.2 PESO ESPECIFICO	14
2.2.2.2.3 MODULO DE ELASTICIDAD.....	14
2.2.2.3 ACERO PARA BARRAS CORRUGADAS	14
2.2.2.3.1 CARACTERISTICAS.....	14
2.2.2.3.2 PESO ESPECIFICO	15
2.2.2.3.3 MODULO DE ELASTICIDAD.....	15
2.2.2.3.4 PROPIDADES MECANICAS	15
2.2.2.4 ACERO ESTRUCTURAL	15
2.2.2.4.1 TIPO DE ACERO	15
2.2.2.4.2 PROPIEDADES MECANICAS.....	15

2.2.2.4.3	PORCENTAJE DE CARBONO.....	15
2.2.3	CARGAS SISMICAS	15
2.2.3.1	ANALISIS ESTATICO O FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES.....	15
2.2.3.1.1	ZONIFICACION.....	16
2.2.3.1.2	PERFILES DE SUELOS.....	18
2.2.3.1.3	CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U)	20
2.2.3.1.4	FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C).....	21
2.2.3.1.5	COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS, R.....	21
2.2.3.2	ANALISIS DINAMICO MODO ESPECTRAL:.....	21
2.2.3.2.1	MODOS DE VIBRACION:	21
2.2.3.2.2	ACELERACION ESPECTRAL.....	22
2.2.4	CARGAS DE VIENTO	22
2.2.4.1	DISEÑO DE CARGAS DE VIENTO NTP E 0.20.....	24
2.2.4.1.1	CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES.	24
2.2.4.1.2	VELOCIDAD DE DISEÑO.	24
2.2.4.1.3	CARGA EXTERIOR DE VIENTO.....	25
2.2.4.1.4	CARGA INTERIOR DE VIENTO.....	26
2.2.4.2	DISEÑO DE CARGAS DE VIENTO ASCE 7-10	27
2.2.4.2.1	PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL	27
2.2.4.2.2	CALCULO DE LA VELOCIDAD DE VIENTO (SEGÚN NTP E.020).....	27
2.2.4.2.3	FACTOR DIRECCIONALIDAD	28
2.2.4.2.4	CATEGORIA DE EXPOSICIÓN	29
2.2.4.2.5	TIPOS DE RUGOSIDADES:.....	30
2.2.4.2.6	FACTOR TOPOGRAFICO (SEGÚN ASCE 7-10)	31
2.2.4.2.7	FACTOR EFECTO RAFAGA (SEGÚN ASCE 7-10)	34
2.2.4.2.8	CLASIFICACION DE CERRAMIENTO	34
2.2.4.2.9	COEFICIENTE DE PRESIÓN INTERNA (G_{cpi}).....	35
2.2.4.3	COEFICIENTE DE EXPOSICION DE PRESIÓN DE VELOCIDAD (K_h K_z)	35
2.2.4.4	PRESION DINAMICA	37
2.2.4.4.1	DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE VIENTO MWFRS EN EDIFICIOS DE POCA ALTURA.....	37
2.2.4.4.2	CONDICIONES	37
2.2.4.4.3	LIMITACIONES	38
2.2.4.4.4	BLINDAJE	38
2.2.4.4.5	EDIFICIOS DE BAJO RIESGO CERRADOS Y PARCIALMENTE ADJUNTOS	38
2.2.4.4.6	PARAMETROS DE CARGA DE VIENTO ESPECIFICADOS	38
2.2.4.5	PRESION DE VELOCIDAD	39
2.2.4.6	COEFECIENTE DE PRESION EXTERNAS C_p	40
2.2.4.7	CARGAS DE VIENTO-SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DE VIENTO CASO CERRADO Y PARCIALMENTE CERRADO EDIFICIOS RÍGIDOS.	42
2.2.5	REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO.....	43
2.2.5.1	COMBINACION DE CARGAS DEL CONCRETO NTP E060.....	43
2.2.5.2	COMBINACION DE CARGAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	45
2.2.5.2.1	CARGA, FACTORES DE CARGA Y COMBINACION DE CARGAS.....	45
2.2.6	DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	46
2.2.6.1	VIGAS DE ACOPLAMIENTO ENTRE PLACAS.....	46
2.2.6.2	MUROS DE CONCRETO	47

2.2.6.2.1	COMPRESIÓN Y FLEXO-COMPRESIÓN EN MUROS DE CONCRETO ARMADO.....	47
2.2.6.2.1.1	METODO EMPIRICO	48
2.2.6.2.1.2	METODO GENERAL DE DISEÑO DE MUROS	49
2.2.6.2.2	ESFUERZO EN MUROS DE CONCRETO ARMADO	51
2.2.6.2.3	ESFUERZO CORTANTE EN MUROS DE CONCRETO ARMADO	51
2.2.6.2.4	ESFUERZO CORTANTE GENERADO POR CARGAS PARALELAS A LA CARA DEL MURO	52
2.2.6.3	DISEÑO ALTERNATIVO DE MUROS ESBELTOS	54
2.2.7	DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL	57
2.2.7.1	VIGAS	57
2.2.7.1.1	PERFILES UTILIZADOS	57
2.2.7.1.2	DISEÑO DE VIGAS POR MOMENTOS	57
2.2.7.1.3	COMPORTAMIENTO PLASTICO ZONA 1	58
2.2.7.1.4	COMPORTAMIENTO POR PANDEO LATERAL INELASTICO (PLTI) ZONA 2	59
2.2.7.1.5	COMPORTAMIENTO POR PANDEO LATERAL TORSIONAL ELASTICO (PLTE) ZONA 3.....	60
2.2.7.1.6	SECCIONES NOS COMPACTAS	61
2.2.7.1.7	DISEÑO DE MIEMBROS ESBELTOS A FLEXION HSS CUADRADOS Y RECTANGULARES Y MIEMBROS EN FORMA DE CAJA	62
2.2.7.1.7.1	MOMENTO PLASTICO	62
2.2.7.1.7.2	PANDEO LOCAL DE LA BRIDA.....	62
2.2.7.1.7.3	PANDEO LOCAL DE LA BANDA BAJO A FLEXION PURA.....	63
2.2.7.2	COLUMNAS	63
2.2.7.2.1	LONGITUD EFECTIVA.....	63
2.2.7.2.2	COLUMNAS LARGAS.....	65
2.2.7.2.3	COLUMNAS CORTAS	65
2.2.7.2.4	COLUMNAS INTERMEDIAS	65
2.2.7.2.5	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES A COMPRESION POR EL PANDEO LOCAL.....	65
2.2.7.2.6	FORMULAS PARA COLUMNAS	68
2.3	DEFINICIÓN DE LOS TÉRMINOS.....	69
2.3.1	PIEDRA DE CANTERIA	69
2.3.2	ALTA RESISTENCIA.....	69
2.3.3	ANASTILOSIS.....	69
2.3.4	CAPACIDAD SISMORRESISTENTE	69
2.3.5	CARACTERISTICAS ARQUITECTONICAS	69
2.3.6	CARGA MUERTA.....	69
2.3.7	DUCTILIDAD.....	69
2.3.8	DURABILIDAD	70
2.3.9	EFICIENCIA	70
2.3.10	ELASTICIDAD.....	70
2.3.11	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	70
2.3.12	NORMAS TECNICAS PERUANAS	70
2.3.13	PERFILES METALICOS.....	70
2.3.14	PERIODO DE VIDA UTIL	70
2.3.15	PLACAS O MUROS DE CORTE	71
2.3.16	SAP	71
2.3.17	SISTEMA ESTRUCTURAL.....	71
2.3.18	UNIFORMIDAD	71

CAPÍTULO III	72
3.1 TIPO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	72
3.1.1 TIPO DE INVESTIGACION	72
3.1.2 DISEÑO DE INVESTIGACION	72
3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO	73
3.2.1 POBLACIÓN	73
3.2.2 MUESTRA DE ESTUDIO	74
3.2.3 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES	74
3.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS	75
3.4 PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS.....	77
3.4.1 ANASTILOSIS	77
3.4.1.1 CODIFICACION DE LAS PIEDRAS DE CANTERILLA.....	77
3.4.1.2 DESMONTAJE DE LAS PIEDRAS DE CANTERIA	78
3.4.1.3 DESCRIPCION DE UNIDADES CODIFICADAS	79
3.4.1.4 APLICACIÓN DE LA TECNICA DE ANASTILOSIS	79
3.4.1.5 CORTE DE PIEDRAS DE CANTERIA.....	81
3.4.1.6 LIMPIEZA DE LAS PIEDRAS DE CANTERIA	81
3.4.1.7 MONTAJE DE PIEDRAS DE CANTERIA	81
3.4.2 GOBERNACION DE TACNA.....	81
3.4.2.1 CARGA MUERTA.....	82
3.4.2.2 CARGA VIVA	82
3.4.2.3 VERIFICACION SISMORRESISTENTE	83
3.4.2.3.1 VERIFICACION DE CATEGORIA Y IRREGULARIDAD DE EDIFICACIONES.....	84
3.4.2.3.2 VERIFICACION DE DISTORSIONES	84
3.4.2.3.3 VERIFICACION DE CORTANTES	85
3.4.2.3.4 VERIFICACION DE PERIODOS DE VIBRACION	86
3.4.2.4 DISEÑO DE VIGAS W.....	86
3.4.2.4.1 DISEÑO DE VIGAS W ENTRE LOS EJES F y J - 2 y 11	88
3.4.2.4.2 DISEÑO DE VIGAS W ENTRE LOS EJES D y F - 2 y 8.....	90
3.4.2.4.3 DISEÑO DE VIGAS W ENTRE LOS EJES A Y D – 2 Y 8	92
3.4.2.5 DISEÑO DE CONEXIÓN A CORTE Y POR APLASTAMIENTO.....	94
3.4.2.5.1 VERIFICACION A CORTE	94
3.4.2.5.2 PREDIMENSIONAMIENTO DEL ESPESO DEL PERFIL DOBLE ANGULO	95
3.4.2.5.3 VERIFICACION POR APLASTAMIENTO	95
3.4.2.6 DISEÑO DE COLUMNAS W	97
3.4.2.6.1 PREDIMENSIONAMIENTO DEL PERFIL W	98
3.4.2.6.2 VERIFICACION POR PANDEO LOCAL.....	98
3.4.2.6.3 DETERMINAMOS LA FUERZA RESISTENTE.....	99
3.4.2.7 DISEÑO DE PLACA METALICA PARA EL PERFIL W 10 X 49.....	99
3.4.2.7.1 ENSAYO DE PLACA DE 12 X 12 “	100
3.4.2.7.2 VERIFICACION DE RESISTENCIA DEL CONCRETO.....	100
3.4.2.7.3 CALCULO DEL ESPESOR REQUERIDO PARA LA PLACA BASE ...	101
3.4.2.8 DISEÑO DE PLACAS.....	101
3.4.2.8.1 VERIFICACION DE CONFINAMIENTO	101
3.4.2.8.2 CALCULO DE LONGITUD DE LA CABEZA	102
3.4.2.8.3 CALCULO DE PERALTE EFECTIVO.....	102
3.4.2.8.4 VERIFICACION POR CORTE	103

3.4.2.8.5	CALCULO DEL ESPACIAMIENTO ENTRE LOS ACEROS VERTICALES Y HORIZONTALES	104
3.4.2.8.6	DISEÑO DE REFUERZO VERTICAL PARA TRANSMISION DE CARGAS AXIALES EN EL ALMA DEL MURO	104
3.4.2.8.6.1	PREDISEÑO PARA LA CARGA AXIAL	104
3.4.2.8.6.2	PREDISEÑO PARA LA CARGA EN FLEXO COMPRESION CARGA AXIAL	105
3.4.2.8.6.3	PREDISEÑO PARA LA CARGA EN FLEXO COMPRESION PARA EL MOMENTO FLECTOR	105
3.4.2.8.6.4	PREDIMENSIONAMIENTO.....	105
3.4.2.8.6.5	COMPROBANDO RESISTENCIA DE LA SECCION (COMPRESION PURA)	106
3.4.2.8.6.6	COMPROBANDO RESISTENCIA DE LA SECCION (TRACCION PURA)	107
3.4.2.9	DISEÑO DE VIGA DE ACOPLAMIENTO ENTRE PLACAS.....	108
3.4.2.9.1	VERIFICACION	108
3.4.2.9.2	DISEÑO DE BARRAS CRUZADAS DIAGONALMENTE	109
3.4.2.9.3	DISEÑO DE VIGA	110
3.4.3	NAVE INDUSTRIAL	111
3.4.3.1	DATOS GENERALES	111
3.4.3.2	CARGAS DE VIENTO SEGÚN ASCE 7-10	112
3.4.3.2.1	CALCULO DE LA VELOCIDAD DE VIENTO	112
3.4.3.2.2	FACTOR DIRECCIONALIDAD	112
3.4.3.2.3	CATEGORIA DE EXPOSICION	112
3.4.3.2.4	FACTOR TOPOGRÁFICO.....	113
3.4.3.2.5	FACTOR EFECTO RÁFAGA.....	113
3.4.3.2.6	CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTO	113
3.4.3.2.6.1	AREAS DE VENTANA Y PUERTAS LADO A (PATIO).....	113
3.4.3.2.6.2	AREAS DE VENTANA Y PUERTAS LADO B (PASADIZO).....	113
3.4.3.2.7	COEFICIENTE DE EXPOSICION DE PRESION DE VELOCIDAD.....	114
3.4.3.2.8	PRESION DE VELOCIDAD	114
3.4.3.2.9	COEFICIENTE DE PRESION EXTERNAS C_p	114
3.4.3.2.10	CASOS DE CARGAS DE VIENTO	115
3.4.3.2.10.1	CASOS 1-2	115
3.4.3.2.10.2	CASOS 3-4	116
3.4.3.3	CARGAS DE VIENTO SEGÚN NTP E.020	117
3.4.3.3.1	CÁLCULO DEL FACTOR C PARA CARGA EXTERIOR DE VIENTO	117
3.4.3.3.2	CASO 1	118
3.4.3.3.3	CASO 2	119
3.4.3.3.4	CASO 3	119
3.4.3.3.5	CASO 4	120
3.4.3.4	DISEÑO MAS CRITICO SE UTILIZARÁ LA NTP E.020	121
3.4.3.4.1	DISEÑO DE COLUMNA	122
3.4.3.4.1.1	CLASIFICACION DE ELEMENTO ESBELTO O NO ESBELTO	122
3.4.3.4.1.2	CALCULO DE LA LONGITUD EFECTIVA.....	123
3.4.3.4.1.3	RESISTENCIA A LA COMPRESION	123
3.4.3.4.1.4	ESFUERZO DE PANDEO CRITICO ELASTICO (ESFUERZO DE EULER)	123
3.4.3.4.1.5	CÁLCULO DEL ESFUERZO DE PANDEO POR FLEXIÓN DE LA COLUMNA	124
3.4.3.4.1.6	CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN LRFD.....	124

3.4.3.4.2	DISEÑO DE VIGA	124
3.4.3.4.2.1	DETERMINAR SI LA SECCIÓN ES COMPACTA O NO COMPACTA.....	125
3.4.3.4.2.2	CALCULO DE MOMENTO PLÁSTICO.....	125
3.4.3.4.3	DISEÑO DE PLACA METALICA PARA EL PERFIL 4 X 4 X 1/4 ''.....	126
3.4.3.4.3.1	ENSAYO DE PLACAS DE 6 X 6 ''	126
3.4.3.4.3.2	VERIFICACION DE RESISTENCIA DEL CONCRETO.....	127
3.4.4	CERCO PERIMETRICO.....	128
3.4.4.1	METRADO DE CARGAS.....	128
3.4.4.1.1	METRADO DE CARGAS DE UNA COLUMNA'	128
3.4.4.1.2	METRADO DE CARGAS DE UN MURO	128
3.4.4.1.3	METRADO DE CARGAS DE UNA VIGA	128
3.4.4.2	VALORES DEL ANALISIS SISMICO.....	129
3.4.4.3	ANALISIS ESTATICO.....	129
3.4.4.4	DISEÑO DE LA COLUMNA DE CONFINAMIENTO	130
3.4.4.4.1	DISEÑO EN FLEXION:.....	132
3.4.4.4.2	DISEÑO POR CORTE:.....	132
3.4.4.5	DISEÑO DE VIGA SOLERA.....	133
3.4.4.5.1	DISEÑO POR FLEXION:.....	133
3.4.4.5.2	DISEÑO POR CORTE:.....	133
CAPÍTULO IV		134
CAPÍTULO V		138
CONCLUSIONES.....		141
RECOMENDACIONES.....		142
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		143
ANEXOS		145
MATRIZ DE CONSISTENCIA		146

INDICE FIGURAS

CAPITULO 1

Figura 1.1 FACHADA DE GOBERNACIÓN DE TACNA	2
Figura 1.2 INTERIOR DE LA GOBERNACIÓN FACHADA	3
Figura 1.3 VIGAS DE MADERA CALCINADAS	3

CAPITULO 2

Figura 2.1 HIPÓTESIS DE ANASTILOSIS DE UNA COLUMNA DE LA AEDES	12
Figura 2.2 ZONAS SÍSMICAS	16
Figura 2.3 COLAPSO DE BANNER PUBLICITARIO CLARO	22
Figura 2.4 COLAPSO DE BANNER PUBLICITARIO	23
Figura 2.5 CAÍDA DE ARBOL PRODUCTO DEL VIENTO.....	23
Figura 2.6 MAPA EÓLICO DE PERÚ	25
Figura 2.7 CATEGORIAS DE EXPOSICIÓN Y TIPOS DE RUGOSIDADES.....	31
Figura 2.8 SISTEMA DE RESISTENCIA DE LA FUERZA DEL VIENTO	40
Figura 2.9 REFUERZO DE VIGA DE ACOUPLE	47
Figura 2.10 REFUERZO POR FLEXION EN MUROS DE CORTE	49
Figura 2.11 APLASTAMIENTO EN MUROS SOMETIDOS A CARGAS CONCENTRADAS.....	50
Figura 2.12 DIAGRAMA DE INTERACCION DE MURO RECTANGULAR	50
Figura 2.13 COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DEPENDIENDO DE SUS DIMENSIONES Y DE SUS CONDICIONES DE APOYO.....	51
Figura 2.14 VIGA CONECTADA AL MURO PRODUCIENDO PUNZONAMIENTO	52
Figura 2.15 MURO CON ABERTURAS	54
Figura 2.16 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS APLICADAS A LA SECCIÓN.....	55
Figura 2.17 MOMENTO NOMINAL EN FUNCION DE LA LONGITUD.....	58
Figura 2.18 MOMENTO RESISTENTE PRODUCTO DE ESFUERZOS	59

CAPITULO 3

Figura 3.1 ENUMERACION DE LAS PIEDRAS DE CANTERIA Y MUROS DE ADOBE DE LA GOBERNACION DE TACNA.	77
Figura 3.2 MODELADO O ESQUEMA DE LA GOBERNACION DE TACNA	82
Figura 3.3 VISTA EN PLANTA DE LA GOBERNACION DE TACNA	87
Figura 3.4 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR DEL MAS CRITICO ENTRE LOS EJES F Y J – 2 Y 11	88
Figura 3.5 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR DEL MAS CRITICO ENTRE LOS EJES D Y F - 2 Y 8.....	90
Figura 3.6 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR DEL MAS CRITICO ENTRE LOS EJES A Y D – 2 Y 8	92
Figura 3.7 DETALLES DEL PERFL DOBLE ANGULO 3”X3”X e”	94
Figura 3.8 VISTA EN 3D DE FUERZAS AXIALES Y CORTANTES.....	97
Figura 3.9 VISTA DEL PERFIL Y DETALLE DE CONEXION	99
Figura 3.10 DETALLE DE UNA COLUMNA DENTRO DE UN MURO DE CONCRETO ARMADO.....	103
Figura 3.11 DIAGRAMA DE INTERACCION	107
Figura 3.12 RESULTADOS DE CORTE Y MOMENTO DE LA VIGA DE ACOPLER MAS ESFORZADA	108
Figura 3.13 DETALLES DE REFUERZO DE LA VIGA DE ACOPLER	111
Figura 3.14 VISTA EN 3D Y ELEVACION DE LA NAVE INDUSTRIAL	111
Figura 3.15 VISTA SATELITAL EN PLANTA	112
Figura 3.16 CARGAS DE VIENTO CASOS 1-2 DEL ASCE 7-10	115
Figura 3.17 CARGAS DE VIENTO CASOS 3-4 DEL ASCE 7-10	116
Figura 3.18 CARGAS DE VIENTO CASO 1 DE LA NORMA E.020	118
Figura 3.19 CARGAS DE VIENTO CASO 2 DE LA NORMA E.020	119

Figura 3.20 CARGAS DE VIENTO CASO 3 DE LA NORMA E.020	119
Figura 3.21 CARGAS DE VIENTO CASO 4 DE LA NORMA E.020	120
Figura 3.22 VISTA EN 3D DE LA NAVE INDUSTRIAL Y SUS RESULTADOS.....	121
Figura 3.23 DIMENSIONES Y PROPIEDADES DEL PERFIL HSS 4X4X1/4”	122
Figura 3.24 DIMENSIONES Y PROPIEDADES DEL PERFIL HSS 4X4X3/16”	124
Figura 3.25 DETALLE DE CONEXIÓN DE PLACA METALICA	126
Figura 3.26 VISTA FRONTAL DEL CERCO PERIMETRICO EN DWG	130
Figura 3.27 VISTA FRONTAL DEL CERCO PERIMETRICO MODELADO EN ETABS.....	130
Figura 3.28 DETALLE DE REFUERZO DE LA VIGA.....	133
Figura 3.29 VISTA RENDERIZADA FINAL EN 3D DE LA GOBERNACION DE TACNA	137

INDICE DE TABLAS

CAPITULO 2

Tabla 2.1 METODOS PARA DETERMINAR FM y VM.....	13
Tabla 2.2 RESISTENCIAS CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA	13
Tabla 2.3 FACTORES DE ZONA "Z"	17
Tabla 2.4 ZONAS SÍSMICAS EN LAS QUE SE DIVIDE EL TERRITORIO PERUANO EN LA CIUDAD DE TACNA	17
Tabla 2.5 FACTORES DE SUELO "S"	19
Tabla 2.6 PERIODOS "T P" Y "T L"	20
Tabla 2.7 CATEGORIAS DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"	20
Tabla 2.8 FACTORES DE FORMA "C"	26
Tabla 2.9 FACTORES DE FORMA "C" PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE.....	27
Tabla 2.10 FACTOR DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO (KD)	28
Tabla 2.11. PARAMETROS SOBRE COLINAS Y ACANTILADOS	33
Tabla 2.12 FACTOR TOPOGRAFICO KZT	33
Tabla 2.13 COEFICIENTE DE PRESION INTERNA.....	35
Tabla 2.14 COEFICIENTE DE EXPOSICION DE PRESION DE VELOCIDAD	36
Tabla 2.15 COEFICIENTES DE PRESION EN PAREDES Y TECHOS	41
Tabla 2.16 PRESIÓN MÍNIMA DE DISEÑO.....	43
Tabla 2.17 FACTOR DE ALTURA EFECTIVA PARA DIFERENTES MUROS Y CONDICIONES DE APOYO	48
Tabla 2.18 TABLA DE SECCIONES NO COMPACTAS RELACION ANCHO- ESPESOR	61
Tabla 2.19 VALORES APROXIMADOS DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA.....	64

Tabla 2.20 RAZONES ANCHO-ESPEJOR DE ELEMENTOS A COMPRESION....	66
--	----

CAPITULO 3

Tabla 3.1 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES	74
Tabla 3.2 FORMACION DE LINEA DE ROTURA	78
Tabla 3.3 TALLADO DE PIEDRAS	80
Tabla 3.4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA Y ALTURA	83
Tabla 3.5 VERIFICACION DE DISTORSIONES	84
Tabla 3.6 REACCIONES EN LA BASE	85
Tabla 3.7 VERIFICACION DE FUERZAS CORTANTES	85
Tabla 3.8 VERIFICACION DE PERIODOS DE VIBRACION.....	86
Tabla 3.9 CLASIFICACION DE CERRAMIENTOS	113
Tabla 3.10 CENTRO DE MASAS EN EL EJE "Y"	131

RESUMEN

“RESTAURACIÓN DE LA GOBERNACIÓN DE TACNA MEDIANTE TÉCNICA DE ANASTILOSIS Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE ACERO”

El presente trabajo desarrolla una propuesta de diseño estructural, que pretende rescatar las características urbano-arquitectónicas de la fachada de la gobernación de Tacna tiene como objetivo determinar un sistema estructural para la restauración de la gobernación de Tacna.

De manera concisa, la siguiente investigación se divide en 3 partes y se va a explicar su metodología. La primera parte contiene todo lo referente al marco teórico, normativas y reglamentos en los que se basa la investigación. La segunda parte muestra todo lo referente al modelamiento estructural que se hará mediante los programas ETABS Y SAP en base a un análisis por elementos finitos. La tercera parte define los resultados en base al análisis y diseño sismorresistente en la gobernación de Tacna zona de oficinas y como conclusiones debido a las 3 irregularidades en planta pero como principal la torsión que posee la estructura se colocó placas de concreto armado con el fin que aporten mucha rigidez.

Una manera práctica para definir el conjunto de estructuras que serán analizadas es la clasificación de las mismas según su sistema estructural, las cuales son 3. La primera y principal es una estructura de dos niveles, con irregularidad de esquina entrante. La segunda, se trata de una estructura liviana sin diafragma rígido. La tercera es un cerco perimétrico que limita parte del área del proyecto.

Palabras clave:

Análisis de elementos finitos:

método matemático mediante el cual se calcula los esfuerzos en un sistema estructural.

Diseño estructural

conjunto de elementos horizontales y verticales que trabajan como un sistema monolítico, para transmitir fuerza

ABSTRACT

" RESTORATION OF THE TACNA GOVERNMENT THROUGH ANASTILOSIS TECHNIQUE AND STRUCTURAL STEEL SYSTEM "

The present work develops a structural design proposal, which aims to rescue the urban-architectural characteristics of the façade of the government of Tacna. Its objective is to determine a structural system for the restoration of the government of Tacna.

Concisely, the following research is divided into 3 parts and its methodology will be explained. The first part contains everything related to the theoretical framework, regulations and regulations on which the research is based. The second part shows everything related to the structural modeling that will be done through the ETABS and SAP programs based on a finite element analysis. The third part defines the results based on the seismic analysis and design in the Tacna Governorate office area and as conclusions due to the 3 irregularities in plan but as the main torsion that has the structure was placed reinforced concrete plates in order that bring a lot of rigidity.

A practical way to define the set of structures that will be analyzed is the classification of them according to their structural system, which are 3. The first and main is a two-level structure, with incoming corner irregularity. The second, it is a lightweight structure without a rigid diaphragm. The third is a perimeter fence that limits part of the project area.

Keywords

Finite element analysis :

Mathematical method by which stresses are calculated in a structural system.

Structural design

Set of horizontal and vertical elements that work as a monolithic system, to transmit forces

INTRODUCCION

Los motivos que impulsan este proyecto residen en el patriotismo y el amor por la historia de la heroica ciudad de Tacna.

Conservar el patrimonio cultural, es responsabilidad de cada ciudadano y de las autoridades. La gobernación de Tacna es una estructura conformada por una fachada de piedra de cantería, separada interiormente por muros de albañilería, el segundo nivel está conformado por muros de quincha y barro, la losa del primer nivel está conformada por vigas de madera, mientras que en el segundo nivel presenta una cubierta aligerada.

Actualmente, las vigas de madera que forman parte del primer nivel se encuentran en un estado de peligro a colapso, puesto que la mañana del 30 de octubre del 2008, una turba enardecida incendió la Gobernación de Tacna.

Los muros interiores, se encuentran con fisuras, así como la fachada misma, actualmente la estructura ha perdido casi en su totalidad el segundo nivel.

La gobernación de Tacna forma parte del legado histórico por lo que es necesario la intervención en la misma, en pro de la restauración. Perú se encuentra en una zona altamente sísmica, y debido a las condiciones en las que se encuentra la estructura, ya sea por las fisuras en la fachada o por el estado calcinado parcial de las vigas de madera, la misma se encuentra en peligro de colapso.

La presente tesis, tiene el propósito de elaborar una propuesta para la restauración de la gobernación de Tacna, teniendo como concepto principal, conservar los aspectos arquitectónicos, estilísticos, además de elaborar un sistema estructural compuesto por perfiles de acero y muros de concreto armado, cuya función será justificada en los siguientes capítulos.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el centro de ciudad de Tacna, se encuentra la “GOBERNACIÓN DE TACNA”, estructura que forma parte del patrimonio cultural, la cual se encuentra en pésimas condiciones debido a las fisuras producto de sismos, daños debido al atentado denominado “TACNASO” y al deterioro producto del tiempo

La estructura se encuentra ubicada en la intersección de las calles Inclán y Blondell, frente al Paseo Cívico de la ciudad de Tacna, lugar muy transitado por turistas, razón por la cual debido a las condiciones en las que se encuentra, da una mala imagen de la ciudad.

La gobernación de Tacna representa un peligro para los transeúntes pues tiene grandes fisuras en la fachada las cuales frente a un sismo pueden provocar el desprendimiento de los bloques de piedra de canterilla que conforman la misma.

Así mismo por tratarse de un inmueble histórico, declarado Patrimonio Cultural de la nación, los valores estilísticos, urbano arquitectónicos e históricos son intangibles y por ende irrecuperables.

Debido a la inestabilidad de la estructura, actualmente la gobernación se encuentra inoperativa y sin vigilancia, por lo que es altamente vulnerable a robos durante la noche, perdiéndose mobiliarios tallados en madera, los cuales forman parte del patrimonio cultural.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Ante la problemática surge la siguiente pregunta, ¿Qué sistema estructural será el más adecuado para la restauración de la gobernación de Tacna?

“LA GOBERNACION DE TACNA” forma parte del patrimonio cultural, por lo que es necesario cumplir una serie de requisitos para realizar la Restauración, puesto que cualquier intervención en la estructura debe garantizar la conservación del aspecto arquitectónico, por lo que es necesario establecer un plan de trabajo especial.

Históricamente, desde la inauguración no se registran datos exactos, su construcción data de finales del tercer tercio de siglo XIX, al primer tercio del siglo XX. Se evidencia la ausencia de la formulación de proyecto y obras de mantenimiento que hayan sido resultado de un diagnostico profesional para intervenir a la Gobernación de Tacna. (H. León, informe, 6 de Noviembre,2017)

El sistema estructural que presenta la estructura está conformado por elementos de albañilería de barro, muros de adobe, adobillo, piedra, columnas de piedra y a su vez tabiques de quincha.

Actualmente la gobernación de Tacna pertenece al MINISTERIO DEL INTERIOR. entidad que propone la restauración de la gobernación con sistemas constructivos modernos, sin embargo, estas actividades se ven limitadas por EL MINISTERIO DE CULTURA, quien exige una restauración con los mismos materiales que conforman la estructura actualmente. A no ser que se demuestre que la estructura se encuentra en condiciones irreparables. (M. Luna, comunicación personal, 14 de Noviembre,2017)

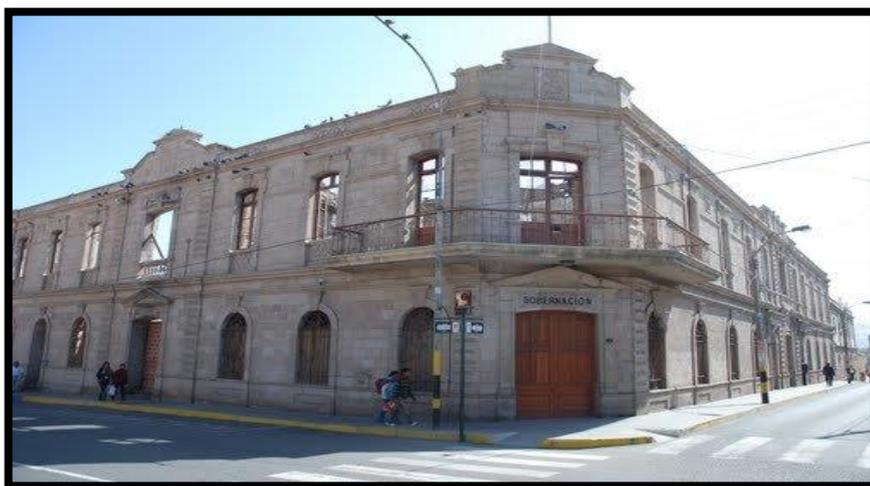


FIGURA 1.1 FACHADA DE GOBERNACIÓN DE TACNA

Fuente: Diario el Correo, 2012

Se observa en la figura 1.1 la fachada de la gobernación de Tacna, donde se evidencia el estado de completo abandono por parte de las autoridades.



FIGURA 1.2 INTERIOR DE LA GOBERNACIÓN FACHADA

Fuente: Elaboración propia, 2017

En la figura 1.2 se observa el colapso de la cubierta del segundo nivel, así como los restos calcinados de las vigas de madera.



FIGURA 1.3 VIGAS DE MADERA CALCINADAS

Fuente: Elaboración propia, 2017

En la figura 1.3 se aprecia una de las vigas principales de material de madera, en un estado calcinado, lo ocasionó el colapso del segundo nivel.

La propuesta de este plan de tesis es establecer una solución para el caso de que la estructura se encuentre en un estado irreparable, la cual contempla rescatar la fachada y hacer una nueva estructura de acero para el interior; ya que los muros

interiores se encuentran en estado irreparable. La técnica que se utilizará para rescatar la chafada y darle su tratamiento es la de Anastilosis.

Para la parte interior se realizará el cálculo de un sistema estructural tipo aporticado de acero que será parte esencial para soportar cargas de diseño según "(Norma técnica de edificaciones E.090 ESTRUCTURAS METALICAS [NTE E090], 2004,p.23. es importante mencionar que "Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad" (McCormac y Csernak, 2016, p.2).

Por otro lado, se tiene en consideración la conservación del aspecto arquitectónico de la fachada, por lo cual es importante rescatar la piedra de canterilla para su reutilización.

Por lo tanto, surgen algunas inquietudes y preguntas para aproximar a la realidad del inmueble:

¿Cuáles son los materiales utilizados para la restauración?

¿Cómo es la eficiencia del sistema estructural?

¿El modelamiento estructural propuesto cumple con la Norma Técnica Peruana?

1.3 JUSTIFICACIÓN

Punto de vista ambiental

Según consultas realizadas a los propietarios de las estructuras que forman parte del patrimonio cultural, los cuales prefieren mantenerse en anonimato, se afirma lo siguiente:

Para las estructuras que forman parte de patrimonio cultural, debido a su antigüedad y al tipo materiales de construcción que las conforman, es difícil conseguir mano de obra especializada a un precio accesible. Razón por la cual, los propietarios buscan dañar la estructura para incitar el colapso frente a un sismo, con el propósito de aprovechar el terreno.

La restauración del patrimonio cultural no solo brinda seguridad a los peatones, sino que también mejora el aspecto de la ciudad, punto de vista social y económico.

La conservación del patrimonio cultural promueve el turismo, lo cual de manera indirecta influye en la inversión extranjera y como consecuencia promueve el desarrollo de Tacna.

Así mismo se hace mención que con el pasar del tiempo las futuras generaciones tendrán un legado de historia de la heroica ciudad de Tacna. Lo cual enriquece la cultura.

Punto de vista científico

La ciudad de Tacna tiene estructuras similares que forman parte del patrimonio cultural, estructuras que debido al paso del tiempo se encuentran deterioradas, si bien algunas no representan un peligro, es posible que en un futuro puedan presentar problemas en sus elementos estructurales.

Por lo que es importante, establecer propuestas de restauración, fomentar el uso nuevas técnicas y sistemas estructurales.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar un sistema estructural para la Restauración de la Gobernación de Tacna

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los materiales que se utilizarán para la propuesta de restauración.
- Evaluar la eficiencia del sistema estructural propuesto
- Verificar que el modelamiento del sistema estructural cumpla con los requerimientos de las Normas técnicas peruanas.

1.5 HIPÓTESIS

1.5.1 HIPÓTESIS GENERAL

Se acepta que el uso de perfiles metálicos y placas de concreto armado contribuyen en las capacidades sismorresistentes prolongando así el periodo de vida útil de la estructura debido a las características, propiedades y calidad del material

1.5.2 HIPÓTESIS ESPECIFICAS

-Las placas de concreto armado aportan gran rigidez, lo cual permite controlar efectos torsionales mientras que los perfiles estructurales de acero garantizan un comportamiento dúctil.

-La aplicación de placas de concreto armado en combinación con los perfiles estructurales de acero, permiten rescatar las características arquitectónicas y es amigable con el ambiente.

-Basándose en la norma técnica peruana para realizar el modelamiento y el cálculo manual en los elementos estructurales sometidos a los mayores esfuerzos, es posible realizar un buen diseño estructural.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

Para la Restauración de la gobernación de Tacna mediante técnica de anastilosis y un sistema estructural de acero, fue necesario recurrir a diversas fuentes de información o trabajos relacionados al tema.

2.1.1 A NIVEL NACIONAL:

- **AGUILAR MEZA, TRINIDAD (2012) [8]**, en su tesis **“USO DE MATERIALES EN LA CONSERVACION Y RESTAURACION ARQUEOLOGICAS DEL CUSICANCHA – CUZCO”** Se caracteriza como objetivo general analizar y explicar las consecuencias del uso de material histórico local, material tradicional y material moderno, en la conservación y restauración de Cusicancha, del Centro Histórico de la Ciudad de Cuzco como también trata de analizar y explicar el uso de material histórico local, material tradicional y material moderno en la conservación y restauración arqueológica de Cusicancha.

- **ESQUIVEL FERNANDEZ, YHOSIMI WASHINGTON (2009) [1]**, en su tesis **“SISTEMAS DE REFUERZO ESTRUCTURAL EN MONUMENTOS HISTORICOS DE LA REGION CUSCO”** Se desarrollo con el objetivo de determinar los sistemas de refuerzos estructurales en monumentos históricos de la Región del Cusco, a través del registro y evaluación de los tipos de refuerzo estructural utilizados en la restauración de un iglesia de adobe, la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en la restauración, y evaluación de la efectividad de los refuerzos estructurales.

El trabajo está constituido de siete capítulos: el capítulo 1, contiene el planteamiento del problema y aspectos metodológicos de la investigación, que describe, el problema, del estudio, los objetivos, la hipótesis, antecedentes, y la metodología; el capítulo 2, describe los conceptos fundamentales sobre conservación, restauración y intervención estructural en monumentos históricos que sustenta el trabajo; en el capítulo 3, se identifica los materiales usados para la restauración de monumentos históricos de adobe de la zona del Cusco; el capítulo 4, trata de las características constructivas de los monumentos históricos religiosos; el capítulo 5; describe la tipología arquitectónica de las iglesias de adobe del Cusco; el capítulo 6, Se registran las técnicas y procedimientos aplicados en la restauración de monumentos religiosos de adobe en la zona del Cusco; el capítulo 7, trata del caso de estudio de la iglesia Mark' Jo, ubicada 2 en la provincia de Anta del departamento del Cusco, que constituye la información general del caso, evaluación del estado pre-restauración, análisis estructural, intervención estructural aplicada, y una propuesta alternativa para la intervención estructural. Finalmente, se presentan las conclusiones, recomendaciones, bibliografía, y anexo del estudio.

- **MONTENEGRO VARGAS, LUIS (2009)**, en su informe **"ATENTADO CONTRA EL PATRIMONIO CULTURAL"** Respecto al atentado contra el inmueble de la Prefectura de Tacna considerado bien integrante del patrimonio Cultural de la Nación, ocurrido el día jueves 30 de octubre del 2008, a raíz del paro regional organizado por los pobladores de la ciudad mediante el cual se perjudico y atento contra el monumento.

DATOS GENERALES:

Denominación del inmueble: PREFACTURA DE TACNA, declarado Patrimonio de la Nación, Dispositivo Legal RM .0928-80-ED de fecha 23-07-80. (actual Gobernación de Tacna)

Ubicación: en la intersección de las calles Inclán y Blondell, frente al Pasero Cívico de la ciudad.

Área del terreno: 877.92m²

Área construida: 801.88m²

Área libre: 76.04m²

Número de pisos: 02

Área afectada: 550.00m² por nivel.

Referencia histórica: No se registran datos exactos, su construcción data de finales del tercer tercio del siglo XIX al primer tercio del siglo XX.

2.1.2 A NIVEL INTERNACIONAL:

- **URIZAR VELIZ, FELICIANO (2012) [4]**, en su maestría “**CONSERVACION, RESTAURACION Y MANTENIMIENTO DEL TEMPLO DE SANTA MARIA D JESUS, SACATEPEQUEZ**” La construcción de las edificaciones coloniales en la región de Reino de Guatemala entre los siglos XVI Y XIX, enmarcaron la tendencia constructiva de esa época, de acuerdo a las condiciones geológicas del área, comprendía el uso de muros gruesos y columnas que perdían su proporción al hacerlas más cortas y gruesas, las construcciones se clasificaban según su uso en religiosas, domésticas y civiles.

En 1550 los colonizadores habían adoptado para los muros de los edificios eclesiásticos una forma de construcción que se ha perpetuado durante los siguientes cuatro siglos. Se construyeron los muros de mampostería con sólo una tentativa tosca de ajustar las piedras en argamasa¹. El espesor de las paredes variaba según su altura, a intervalos se usaba hileras de ladrillos grandes para nivelar, y luego continuaban la construcción en la parte superior de los muros, rematando con el artesón, cúpula, arcos, bóvedas, etc. Para 1717 se labraron en piedra escudos y fuentes en número limitado, pero principalmente se talló la piedra para usarla estructuralmente como marcos de puertas, capiteles, arcos, y después de 1725, como revestimiento exterior que consistía en pequeñas piedras labradas.

La influencia arquitectónica fue manifestándose en todas las regiones del Reino de Guatemala, y más aún en las cercanías a la ciudad de Santiago, en Santa María de Jesús, municipio de Sacatepéquez, ubicado en las faldas del volcán de agua, a principios del siglo XVIII se inició la construcción del Templo de Santa María de Jesús, arquitectura Barroca con elementos Neoclásicos.

- **LARIOS VILLALTA, CARLOS RUDY (2009) [10]**, en su manual “**MANUAL DE CRITERIOS DE RESTAURACION PARA LA ARQUITECTURA PREHISPANICA**” Como ya se ha dicho, este documento es el resultado de un análisis cuidadoso de la razón que nos asiste para restaurar, pero sin olvidar la responsabilidad que como depositarios de tan grandes valores recae sobre todos los guatemaltecos. En tal virtud, como inicio, se considera necesario definir varios

conceptos fundamentales, como la expresión “criterios de restauración, definiciones legales, restauración, etc.

La finalidad de empezar definiendo estos aspectos es básicamente la de que no se mal entienda y para que todos seamos partícipes de un objetivo común, esto es, la conservación de esos valores que pueden generar desarrollo de comunidades y muy en especial, pueden generar orgullo e identidad en todos los que tenemos el privilegio de ser herederos de los bienes ancestrales.

2.2 BASES TEÓRICAS

Como es sabido la mano de obra representa un costo muy alto en la ejecución de proyectos, a mayor tiempo de duración de una obra, los costos de mano de obra, almacenes y guardianía generan gastos adicionales.

La rápida ejecución de una obra genera un menor costo del proyecto, es por ello por lo que la tesis que se va a presentar se basa en el uso de perfiles metálicos como elemento estructural, los cuales contribuyen a una mayor velocidad de construcción.

Se toma como base principal los criterios para un “diseño económico de miembros de acero” (McCormac y Csernak, 2016, p.15), donde se consideran una serie de factores ya sea desde la elección del perfil como elemento estructural, hasta los costos de mano de obra.

Así mismo se tiene en cuenta las propiedades y ventajas que otorgan los perfiles metálicos, sea por la naturaleza del material o la calidad producto control estricto de fabricación.

Una de las propiedades principales de los perfiles metálicos es su DUCTILIDAD, la cual brinda la capacidad de sufrir grandes deformaciones, previniendo el colapso de estructuras. Entre otras propiedades también se tiene “Alta resistencia, Uniformidad, Elasticidad, Durabilidad, Ductilidad y Tenacidad” (pp.1-2)

Por otro lado, el uso de placas de concreto armado es beneficioso pues, aportan gran rigidez a la estructura, además de soportar cargas sísmicas. Son elementos durables en el tiempo, siempre que sean bien diseñados y construidos.

2.2.1 ANASTILOSIS

2.2.1.1 ANTECEDENTES

La anastilosis (del griego ἀνά “hacia arriba” y στήλη “columna”) es un término arqueológico que designa la técnica de reconstrucción de un monumento en ruinas, gracias al estudio metódico del ajuste de los diferentes elementos que componen su arquitectura.

A lo largo de la historia el intento de reconstrucción de patrimonio destruido se ha producido en medio de un intenso debate sobre la idoneidad de esta solución y los postulados que condicionan su realización. Así pues, encontramos varias reconstrucciones de patrimonio perdido, cuya justificación se basa en dos circunstancias que se cumplen en el caso de la Torre del Homenaje del Castillo de Constantina: la conservación de material constructivo original y disposición de documentación certera y el carácter de identidad cultural y paisajística que goza el Monumento.

Puede tratarse también de elementos reconstruidos con materiales contemporáneos para presentar un detalle de construcción dando la escala de un edificio. Si la anastilosis es bastante a menudo posible para los monumentos antiguos de gran aparejo, donde cada bloque tenía un lugar definido, es mucho más difícil realizar en monumentos con piedras intercambiables como los edificios medievales. La anastilosis parcial de estos sólo es posible para las partes encontradas en conexión (generalmente en excavaciones). Cuando faltan elementos se puede recurrir a añadidos de elementos modernos (cemento, yeso, resina, etc.).

¹ FUENTE: Anastilosis (2017, 12 de Junio) Consultado el 10 de Diciembre de 2017, de <https://es.wikipedia.org/wiki/Anastilosis>.

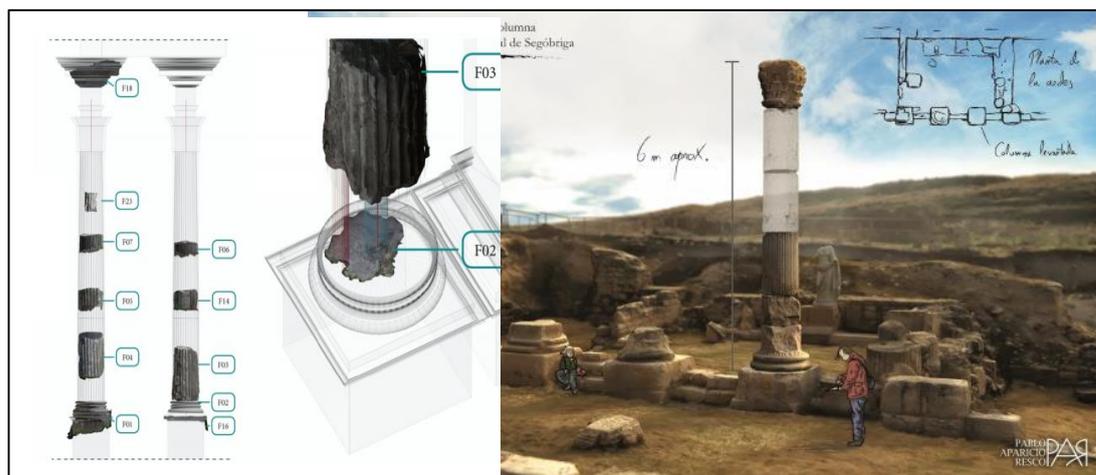


FIGURA 2.1 HIPÓTESIS DE ANASTILOSIS DE UNA COLUMNA DE LA AEDES

Fuente: Blog de wordpress anastylis 30 enero, 2014 | pablo aparicio resco

En la imagen se observa, como mediante el uso de programas basados en la técnica de Anastylis es posible elaborar planos a detalle de las piezas faltantes de las columnas de Aedes.

2.2.2 PROPIEDADES DE MATERIALES

2.2.2.1 ALBAÑILERÍA

2.2.2.1.1 MODULO DE ELASTICIDAD

Según la NTP E070 pag 38, el módulo de elasticidad de las unidades de albañilería será:

Unidades de arcilla: $E_m = 500 \text{ fm}$

Unidades sílico calcáreas: $E_m = 600 \text{ fm}$

Unidades de concreto vibrado: $E_m = 700 \text{ fm}$

Para todo tipo de unidad de albañilería: $G_m = 0.4 E_m$

2.2.2.1.2 PROPIEDADES MECANICAS

Se establece que la resistencia axial ($F'm$) y a corte ($V'm$) Se determinará de manera empírica (recurriendo a tablas o registros históricos de resistencias de

unidades o mediante ensayos de prismas, de acuerdo con la importancia de la edificación y a la zona sísmica donde se encuentre.

TABLA 2.1 METODOS PARA DETERMINAR f_m y v_m

TABLA 7 MÉTODOS PARA DETERMINAR f_m y v_m									
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	EDIFICIOS DE 1 A 2 PISOS			EDIFICIOS DE 3 A 5 PISOS			EDIFICIOS DE MAS DE 5 PISOS		
	Zona Sísmica			Zona Sísmica			Zona Sísmica		
	3	2	1	3	2	1	3	2	1
(f_m)	A	A	A	B	B	A	B	B	B
(v_m)	A	A	A	B	A	A	B	B	A

Fuente: "Norma Técnica E.070 Albañilería" (Ministerio de Vivienda,2006)

En la tabla 2.1 nos muestra cómo obtener los valores de f_m y V_m siempre y cuando cumpliendo los parámetros de numero pisos

A: obtenida de manera empírica conociendo la calidad del ladrillo y del mortero
 B: Determinadas de los ensayos de compresión axial de pilas y de compresión diagonal de muretes mediante ensayos del laboratorio de acuerdo a lo indicado en las NTP 399.05 y 399.621

En caso de no poder realizarse los ensayos de murete se permite utilizar la siguiente tabla.

TABLA 2.2 RESISTENCIAS CARATERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERIA

TABLA 9 (**) RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa (kg / cm ²)				
Materia Prima	Denominación	UNIDAD f_b	PILAS f_m	MURETES v_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Silice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto		4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
	Bloque Tipo P (*)	7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

Fuente: "Norma Técnica E.070 Albañilería" (Ministerio de Vivienda,2006)

En la tabla 2.2 nos muestra los valores de resistencia características para las diferentes materias primas de albañilería que se usan según nuestra norma E.070

- El valor f_b , Se proporciona sobre área bruta en unidades vacías (sin grout). Mientras que las celdas de las pilas y muretes están totalmente rellenas con grout de: $f'_c=140\text{kg/cm}^2$.

2.2.2.1.3 MODULO DE ELASTICIDAD

El peso específico aproximado de la albañilería es de 1.80tn/m

2.2.2.2 CONCRETO

2.2.2.2.1 CARACTERISTICAS

Se define al concreto como un material Isotrópico por poseer características físicas iguales en su volumen.

2.2.2.2.2 PESO ESPECIFICO

El concreto convencional tiene un peso específico aproximado de 2400kg/m³

2.2.2.2.3 MODULO DE ELASTICIDAD

Para concretos de peso unitario w_c comprendido entre 1450 y 2500 kg/m³, el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como:

$$E_c = (w_c)^{1.5} 0.136 \sqrt{f'_c} (\text{kg/cm}^2) \quad \text{ecuación (8 - 2) NTP. E060}$$

Para concretos de peso unitario normal (w_c 2300 kg/m³), E_c , puede tomarse como:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} (\text{kg/cm}^2) \quad \text{ecuación (8 - 3) NTP. E060}$$

2.2.2.3 ACERO PARA BARRAS CORRUGADAS

2.2.2.3.1 CARACTERISTICAS

Barras longitudinales de acero que por lo general miden 9 metros. Presentan una corrugación que permite su adherencia con el concreto.

2.2.2.3.2 PESO ESPECIFICO

El peso específico del acero es de 7850kg/m³

2.2.2.3.3 MODULO DE ELASTICIDAD

-2100000kg/cm²

2.2.2.3.4 PROPIEDADES MECANICAS

Según fichas técnicas del Aceros Arequipa, para aceros ASTM A615- Grado 60/ NTP 341.031 – GRADO 60

- Límite de fluencia (Fy)=4280kg/cm²
- Resistencia a la tracción (R) = 6320KG/cm²
- Relación R/Fy ≥ 1.25

2.2.2.4 ACERO ESTRUCTURAL

2.2.2.4.1 TIPO DE ACERO

Para el acero estructural, se utilizará un acero ASTM A992. se trata de un acero A572 grado 50 con requisitos adicionales.

2.2.2.4.2 PROPIEDADES MECANICAS

- Esfuerzo de fluencia mínimo de 345 MPa o 50 ksi (3 515 kg/cm²),
- límite superior de Fy de 65 ksi (4 570 kg/cm²).
- La relación Fy /Fu no es mayor de 0.85

2.2.2.4.3 PORCENTAJE DE CARBONO

El carbono equivalente no excede de 0.50. lo cual Ofrece características excelentes de soldabilidad y ductilidad.

2.2.3 CARGAS SISMICAS

2.2.3.1 ANALISIS ESTATICO O FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el

numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \qquad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

2.2.3.1.1 ZONIFICACION

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El Anexo N° 1 contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.

$$\phi P_{nw} = 0.55 * \phi * f'c * Ag * \left(1 - \left(\frac{K * l_c}{32 * h}\right)^2\right)$$

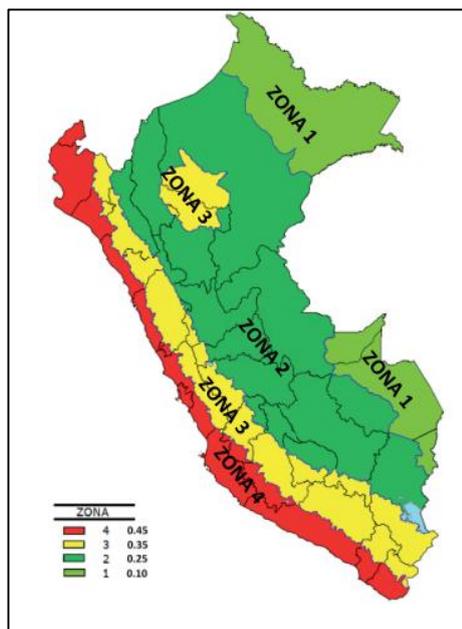


FIGURA 2.2 ZONAS SÍSMICAS

Fuente: 'Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030'' (Decreto Supremo,2016)

En la figura se establece de manera genérica el factor zona, en el mapa del Perú, donde se aprecia, que las zonas en mayor riesgo son aquellas que se encuentran más cercanas a la zona de falla tectónica.

TABLA 2.3 FACTORES DE ZONA "Z"

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030" (Decreto Supremo,2016)

En la tabla 2.3 mostrada se brindan los valores asignados para el factor Z en función a la clasificación de zona.

TABLA 2.4 ZONAS SÍSMICAS EN LAS QUE SE DIVIDE EL TERRITORIO PERUANO EN LA CIUDAD DE TACNA

TACNA	PALCA	3	UN DISTRITO
	ALTO DE LA ALIANZA	4	OCHO DISTRITOS
	CALANA		
	CIUDAD NUEVA		
	INCLÁN		
	PACHIA		
	POCOLLAY		
	SAMA		
	TACNA		

Fuente: "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030" (ICG,2016)

La tabla 2.4 muestra con mayor precisión el factor zona, disponiendo categorías de acuerdo con los distritos en la ciudad de Tacna.

² FUENTE: Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones"(Decreto supremo,2016)

2.2.3.1.2 PERFILES DE SUELOS

a) PERFIL TIPO S0: Roca dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s o mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de V_s .

b) PERFIL TIPO S1: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N60 mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c) PERFIL TIPO S2: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N60, entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d) PERFIL TIPO S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N60 menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa

e) PERFIL TIPO S4: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

TABLA 2.5 FACTORES DE SUELO "S"

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: TABLA N°3 "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030" (ICG,2016)

En la tabla 2.5 se establece los valores para el factor suelo, los mismos que estarán relacionados directamente con el factor zona.

³ FUENTE: Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones"(Decreto supremo,2016)

TABLA 2.6 PERIODOS "T_P" Y "T_L"

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: TABLA N°4 "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030" (ICG,2016)

En la tabla 2.6, se establece los valores para los periodos, en función del tipo de suelo.

2.2.3.1.3 CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar U = 1.

TABLA 2.7. CATEGORIAS DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3

Fuente: TABLA N°5 "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030" (ICG,2016)

En la tabla 2.7 se observa el factor de uso correspondiente a la categoría de la edificación.

2.2.3.1.4 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)

De acuerdo con las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

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

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2}$$

T es el período de acuerdo con el numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1. Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

2.2.3.1.5 COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N.º 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N.º 8 y N.º 9.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

2.2.3.2 ANALISIS DINAMICO MODO ESPECTRAL:

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

2.2.3.2.1 MODOS DE VIBRACION:

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis

⁴ FUENTE: Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones"(Decreto supremo,2016

2.2.3.2.2 ACELERACION ESPECTRAL

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_o = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

2.2.4 CARGAS DE VIENTO

El diseño de estructuras livianas por cargas de viento se ve afectado por diversos factores, desde la rugosidad, aspectos topográficos, ubicación, condiciones que rodean la estructura, altura, Angulo de inclinación de la cubierta, por mencionar solo algunos.

Recientemente en la ciudad de Tacna, Se ha tenido un registro de grandes corrientes de viento, las cuales ocasionaron el colapso de algunas estructuras, como lo son los letreros publicitarios, desprendimiento parcial de cubiertas entre otros.



FIGURA 2.3 COLAPSO DE BANNER PUBLICITARIO CLARO

Fuente: página de diario el Comercio, 29.06.2016 / 08:22 am

En la figura 2.3 se observa como luego del colapso del banner publicitario, este fue colocado a un lado de la vía para permitir el tránsito de los vehículos.



FIGURA 2.4 COLAPSO DE BANNER PUBLICITARIO

Fuente: página de diario el Comercio, 29.06.2016 / 08:22 am

En la figura 2.4 se aprecia que el colapso del banner publicitario tuvo un comportamiento dúctil, puesto que todos los elementos de acero, permanecían conectados.



FIGURA 2.5 CAÍDA DE ARBOL PRODUCTO DEL VIENTO

Fuente: página de diario el Comercio, 29.06.2016 / 08:22 am

En la figura 2.5 se observa como el personal de los bomberos trabajan arduamente para remover el árbol caído.

Debido a este comportamiento de las corrientes de viento en la ciudad de Tacna y frente a la necesidad de diseñar un sistema estructural durable en el tiempo. Es que se recurre a un análisis comparativo de normativas, el cual tomará como carga de diseño la carga de viento aquella que se asemeje más a las condiciones de sitio.

Por lo que a continuación se expresan los criterios de diseño tanto para la normativa ASCE7-10, como para la norma técnica peruana E020.

2.2.4.1 DISEÑO DE CARGAS DE VIENTO NTP E 0.20

2.2.4.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES.

Tipo 1. Edificaciones poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, tales como edificios de poca altura o esbeltez y edificaciones cerradas con cobertura capaz de soportar las cargas sin variar su geometría.

Tipo 2. Edificaciones cuya esbeltez las hace sensibles a las ráfagas, tales como tanques elevados y anuncios y en general estructuras con una dimensión corta en la dirección del viento. Para este tipo de edificaciones la carga exterior de viento se multiplicará por 1,2.

Tipo 3. Edificaciones que representan problemas aerodinámicos especiales tales como domos, arcos, antenas, chimeneas esbeltas y cubiertas colgantes. Para este tipo de edificaciones las presiones de diseño se determinarán a partir de procedimientos de análisis reconocidos en ingeniería, pero no serán menores que las especificadas para el Tipo 1.

2.2.4.1.2 VELOCIDAD DE DISEÑO.

La velocidad de diseño del viento hasta 10m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación, pero no menos de 75km/h. la velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V(h/10)^{0.22}$$

Donde:

V_h: Velocidad de diseño en la altura h En Km/h

V: es la velocidad de diseño hasta 10m de altura en km/h

H: es la altura sobre el terreno en metros

⁵ FUENTE: Norma Técnica de Edificación E.020 CARGAS. (El Peruano,2008)

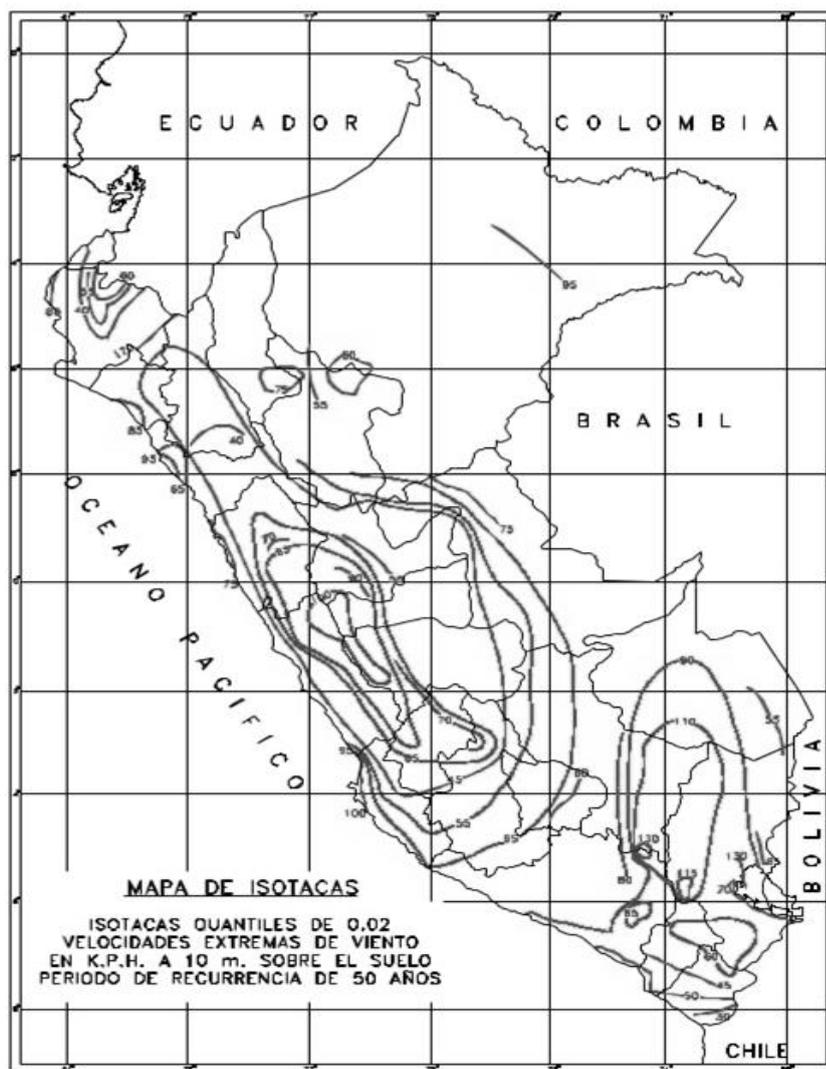


FIGURA 2.6 MAPA EÓLICO DE PERÚ

Fuente: Norma Técnica de edificaciones E.020 (ICG, 2006)

En la figura 2.6, se observan las corrientes de viento en el Perú, con sus respectivas velocidades máximas.

2.2.4.1.3 CARGA EXTERIOR DE VIENTO

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005C \cdot V_h^2$$

Donde:

P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kg/m²

C : factor de forma adimensional indicado en la Tabla 4

V_h : velocidad de diseño a la altura h , en Km/h

TABLA 2.8 FACTORES DE FORMA "C"

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3	-0.6
	-0.7	
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	-0.7	-0.7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Fuente: TABLA N°4 Norma Técnica Peruana E020 Cargas

En la tabla 2.8 se brinda los valores para el factor de forma C , para el cálculo de la carga de viento tanto en sentido positivo como negativo sobre la cobertura.

2.2.4.1.4 CARGA INTERIOR DE VIENTO

Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores calculadas, las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma siguientes:

TABLA 2.9 FACTORES DE FORMA “C” PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE

ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0,3	+0,8	-0,6

Fuente: TABLA N°5 Norma Técnica Peruana E020 Cargas

En la tabla 2.9 se brinda los valores para el factor de forma C, para el cálculo de la carga de viento tanto en sentido positivo como negativo sobre el cerramiento.

2.2.4.2 DISEÑO DE CARGAS DE VIENTO ASCE 7-10

Para el diseño por cargas de viento según la norma técnica ASCE7-10 se tiene dos tipos de procedimiento

- PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL
- PROCEDIMIENTO DE TUNEL DE VIENTO

Para condiciones de la estructura y por el tipo de cerramiento es que se analizará mediante un procedimiento direccional, donde no influye significativamente el comportamiento de las cargas de viento dentro de la estructura.

2.2.4.2.1 PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL

2.2.4.2.2 CALCULO DE LA VELOCIDAD DE VIENTO (SEGÚN NTP E.020)

Debido a que la norma técnica ASCE7-10 no data de registros de las velocidades de viento en Perú, se recurren a información del País.

$$V_h = V(h/10)^{0.22}$$

Donde:

V_h: Velocidad de diseño en la altura h En Km/h

V: es la velocidad de diseño hasta 10m de altura en km/h

H: es la altura sobre el terreno en metros

2.2.4.2.3 FACTOR DIRECCIONALIDAD

Para determinar el factor de direccionalidad se recurre a la tabla 26.6 ASCE7-10, donde se especifica los factores de direccionalidad de acuerdo al tipo de estructura. ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (2010) [p,253]

TABLA 2.10 FACTOR DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO (Kd)

FACTOR DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO Kd	
TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR Kd
Edificios	
Sistema principal resistente a fuerzas de viento	0.85
Componentes y cerramientos	0.85
Techos con arcos	0.85
Chimeneas, tanques y similares	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Paredes y señalizaciones sólidas sin soporte	0.85
Señalizaciones abiertas y estructuras enrejadas	0.85
Torres con cerchas	
Triangulares, cuadradas y rectangulares	0.85
Todas las demás secciones transversales	0.85

Fuente: TABLA 26.6-1 ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure (2010)

La tabla 2.10 establece los factores de direccionalidad del viento en función al tipo de estructura.

⁷ FUENTE: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure" (ASCE/SEI 7-10, 2010)

2.2.4.2.4 CATEGORIA DE EXPOSICIÓN

Para determinar la categoría de exposición la estructura debe estar ubicada en una de las siguientes consideraciones:

a) **EXPOSICIÓN B:**

Para edificaciones con altura media menor o igual a 9.1m, se aplicará donde la rugosidad de la superficie del suelo clase B prevalezca desde donde sopla el viento a una distancia mayor que 457m. para edificios con una altura mayor a 9.1m, la exposición B aplicará donde la rugosidad de superficie B prevalezca desde donde sopla el viento para una distancia mayor que 792m o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor

b) **EXPOSICION C:**

Aplica para todos los casos donde no apliquen las exposiciones B y C.

c) **EXPOSICION D:**

Aplica donde la rugosidad superficial del suelo tipo D prevalezca desde donde sopla el viento a una distancia mayor que 1524m o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor. La exposición D también aplica donde la rugosidad superficial del suelo inmediata contra el viento sea B o C y el sitio está a una distancia de 183m o 20 veces la altura de la estructura (la mayor) de la condición de exposición D, como se definió previamente. Para un sitio ubicado en una zona de transición entre categorías de exposición, se usará la categoría que produzca mayores solicitaciones

⁸ FUENTE: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" (ASCE/SEI 7-10, 2010)

2.2.4.2.5 TIPOS DE RUGOSIDADES:

Para determinar con precisión el tipo de categoría de exposición, es necesario establecer tipos de rugosidades, los cuales influyen directamente en la categoría de exposición.

a) RUGOSIDAD DE SUPERFICIE B

Áreas urbanas y sub urbanas, boscosas u otras con obstrucciones numerosas muy poco espaciadas teniendo el tamaño de una vivienda unifamiliar o mayor.

b) RUGOSIDAD DE SUPERFICIE C

Terrenos abiertos con construcciones dispersas teniendo alturas generalmente menores a 9.1m. Esta categoría incluye campos planos abiertos y pastizales. Incluye pantanos planos, hielo congelado y salinas.

c) RUGOSIDAD DE SUPERFICIE D

Áreas planas no obstruidas y superficies de agua. Esta categoría ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures P 251

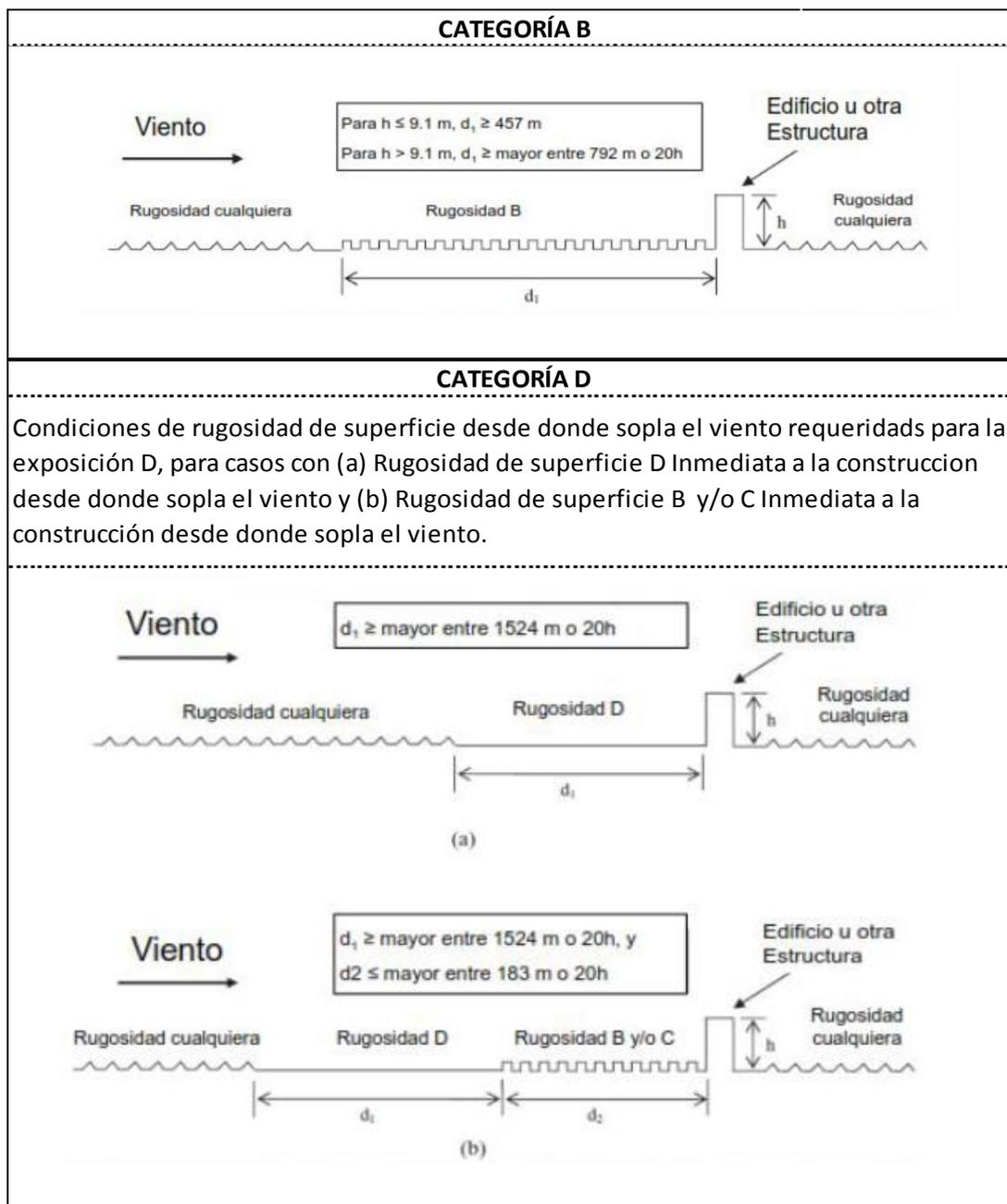


FIGURA 2.7 CATEGORIAS DE EXPOSICIÓN Y TIPOS DE RUGOSIDADES

Fuente: Curso virtual de diseño de Estructuras Metálicas (Ing. Jesus Lacruz, 2016)

La figura 2.7, establece de manera práctica los criterios para asumir las longitudes para la rugosidad y altura de edificios.

2.2.4.2.6 FACTOR TOPOGRAFICO (SEGÚN ASCE 7-10)

Los efectos de aceleraciones del viento en colinas, crestas y acantilados aislados constituyendo cambios abruptos en la topografía en general, ubicada en

cualquier categoría de exposición, deberán ser incluidos en el diseño cuando las estructuras y características de sitio y ubicación cumplen ciertas condiciones.

El efecto de aceleración del viento deberá ser incluido en el cálculo de las cargas de diseño por viento utilizando el factor K_{zt}

$$K_{zt} = (1 + K_1 + K_2 + K_3)^2$$

Si las condiciones de sitio y su ubicación no cumplen todas las condiciones especificadas entonces K_{zt} tomará el valor de 1.

Se tomará en cuenta las siguientes condiciones:

- a) La colina, cresta o acantilado está aislado y sin obstrucciones en la dirección contra al viento por otras características topográficas similares, de altura comparable, para 100 veces su altura ($100H$), o 3.22km, la que sea menor. Esta distancia se mide horizontalmente desde el punto del cual la altura H de la colina, cresta o acantilado fue determinada.
- b) La colina, cresta o acantilado sobresale por encima de las características del terreno en dirección contra el viento, en un radio de 3.22km, en cualquier cuadrante por un factor de 2 o más.
- c) La estructura se encuentra a la mitad superior de una colina, cresta o cerca de un acantilado, como se muestra en la figura de la tabla siguiente (26.8-1)
- d) La relación H/L_h debe ser mayor o igual a 0.2
- e) El valor de H debe ser mayor que o igual a 4.5m para exposición C y D y mayor o igual a 18m para exposición B.

ECUACIONES:

$$K_{zt} = (1 + K_1 + K_2 + K_3)^2 \text{ (Ecuación ASCE 26.8 – 1)}$$

$$K_1 = \text{Determinando en la tabla adjunta}$$

$$K_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h}\right)$$

$$K_3 = e^{-\gamma z/L_h}$$

TABLA 2.11 PARAMETROS SOBRE COLINAS Y ACANTILADOS

Parametros para acelerar sobre colinas y acantilados						
Forma de colina	K1/(H/Lh)			γ	μ	
	EXPOSICIÓN				Hacia barlovento desde la cresta	Hacia sotavento desde la cresta
	B	C	D			
Lomas bidimensionales (2D) o valles con H negativa en K1(H/Lh)	1.3	1.45	1.55	3	1.5	15
Acantilado Bidimensional (2D)	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
Colina tridimensional axial simétrica	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

Fuente: TABLA 26.8-1 ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure (2010) [p,253]

La tabla 2.11 nos indica parámetros que debemos tener en cuenta para efectos de aceleración en colinas y acantilados, se establecen parámetros los cuales están en función de las características topográficas que afectan directamente la velocidad del viento.

TABLA 2.12 FACTOR TOPOGRAFICO KZT

FACTOR TOPOGRAFICO Kzt											
MULTIPLICADOR TOPOGRAFICO PARA EXPOSICION C											
(H/Lh)	Multiplicador K1			x/Lh	Multiplicador K2			x/Lh	Multiplicador K3		
	Loma 2-D	Acantilado 2-D	Colina Axial simétrica 3-D		Acantilado 2-D	Todos los otros casos	Loma 2-D		Acantilado 2-D	Colina Axial Simétrica 3-D	
0.20	0.29	0.17	0.21	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	
0.25	0.36	0.21	0.26	0.50	0.88	0.67	0.10	0.74	0.78	0.67	
0.30	0.43	0.26	0.32	1.00	0.75	0.33	0.20	0.50	0.61	0.45	
0.35	0.51	0.30	0.37	1.50	0.63	0.00	0.30	0.41	0.47	0.30	
0.40	0.58	0.64	0.42	2.00	0.50	0.00	0.40	0.30	0.37	0.20	
0.45	0.65	0.38	0.47	2.50	0.38	0.00	0.50	0.22	0.29	0.14	
0.50	0.72	0.43	0.53	3.00	0.25	0.00	0.60	0.17	0.22	0.09	
				3.50	0.10	0.00	0.70	0.12	0.17	0.06	
				4.00	0.00	0.00	0.80	0.09	0.14	0.04	
							0.90	0.07	0.11	0.03	
							1.00	0.05	0.08	0.02	
							1.50	0.01	0.02	0.00	
							2.00	0.00	0.00	0.00	

Fuente: TABLA 26.8-1 ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure (2010) [p,252]

En la tabla 2.12 nos brinda valores de multiplicadores para factores topográficos ya sea en colinas o escarpados

2.2.4.2.7 FACTOR EFECTO RAFAGA (SEGÚN ASCE 7-10)

Para el caso de edificios de poca altura, considerados rígidos, se permite que el factor de efecto ráfaga sea tomado como 0.85.

EDIFICIO BAJO: Edificios cerrados o parcialmente cerrados que cumplen con las siguientes condiciones:

1. Altura media del techo h menor o igual a 60 pies (18 m).
2. La altura media del techo h no excede la horizontal mínima dimensión asce 7-10 /26.2

2.2.4.2.8 CLASIFICACION DE CERRAMIENTO

- a) **Edificio abierto:** Estos edificios cuentan con aberturas de al menos el 80% del área de cada una de las paredes que conforman el cerramiento del edificio; $A_o \geq 0.8A_g$
- b) **Edificio parcialmente cerrado:** Son los edificios que cumplen las siguientes condiciones.
 - 1 El área total de aberturas en una pared excede por más del 10% a la suma de las áreas de aberturas en el área restante del revestimiento del edificio
 - 2 El área total de aberturas en una pared que soporta cargas positivas excede 0.37 m^2 ó 1% del área de esa pared (la que sea menor) y el porcentaje de aberturas en el área restante del revestimiento del edificio no excede el 20%
- c) **Edificio Cerrado:** Son aquellos que no cumplen con las condiciones de edificios abiertos y parcialmente cerrados asce 7-10 /26.2

⁹ FUENTE: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" (ASCE/SEI 7-10, 2010)

2.2.4.2.9 COEFICIENTE DE PRESIÓN INTERNA (G_{cpi})

El coeficiente de presión interna estará determinado por la siguiente tabla en función al tipo de cerramiento:

TABLA 2.13 COEFICIENTE DE PRESION INTERNA

CLASIFICACION DEL CERRAMIENTO	G_{cpi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Cerrados	± 0.55
Edificios Cerrados	± 0.18
Notas • Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones • Los valores G_{Cpi} deben ser utilizados con q_z y q_h • Se deberán considerar los casos de carga con succión y presión Fuente asce 7-10 Table 26.11-1	

Fuente: TABLA 26.11-1 ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure (2010) [p,258]

La tabla 2.13 nos indica parámetros que debemos tener en cuenta en función al área cerrada, despreciando ventanas y puertas se establece valores de G_{CPI}

2.2.4.3 COEFICIENTE DE EXPOSICION DE PRESIÓN DE VELOCIDAD (K_h K_z)

Con base en la categoría de exposición, se debe determinar un coeficiente de exposición a la presión de velocidad K_z o K_h , según corresponda, a partir de la Tabla 27.3-1. Para un sitio ubicado en una zona de transición entre categorías de exposición que está cerca de un cambio en la rugosidad de la superficie del terreno, se permiten valores intermedios de K_z o K_h , entre los que se muestran en la Tabla 27.3-1, siempre que estén determinados por un método de análisis racional definido.

¹⁰ FUENTE: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure" (ASCE/SEI 7-10, 2010)

TABLA 2.14 COEFICIENTE DE EXPOSICION DE PRESION DE VELOCIDAD

Altura sobre el nivel del suelo Z		Exposicion		
		B	C	D
Ft	m			
0-15	0-4.6	0.57	0.85	1.03
20	6.1	0.62	0.9	1.08
25	7.6	0.66	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.76	1.04	1.22
50	15.2	0.81	1.09	1.27
60	18.0	0.85	1.13	1.31
70	21.3	0.89	1.17	1.34
80	24.4	0.93	1.21	1.38
90	27.4	0.96	1.24	1.40
100	30.5	0.99	1.26	1.43
120	36.6	1.04	1.31	1.48
140	42.7	1.09	1.36	1.52
160	48.8	1.13	1.39	1.55
180	54.9	1.17	1.43	1.58
200	61.0	1.20	1.46	1.61
250	76.2	1.28	1.53	1.68
300	91.4	1.35	1.59	1.73
350	106.7	1.41	1.64	1.78
400	121.9	1.47	1.69	1.82
450	137.2	1.52	1.73	1.86
500	152.4	1.56	1.77	1.89

Fuente: TABLA 27.3-1 ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure (2010) [p,261]

En la tabla 2.14 nos muestra el coeficiente de exposición para presión de velocidad esta se determinará en función del tipo de categoría y la altura de la edificación

¹¹ FUENTE: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure" (ASCE/SEI 7-10, 2010)

2.2.4.4 PRESION DINAMICA

2.2.4.4.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE VIENTO MWFRS EN EDIFICIOS DE POCA ALTURA

La norma ASCE 7-10 establece dos condiciones según las características del edificio:

- a) La Parte 1 se aplica a todos los edificios de poca altura donde es necesario separar las cargas de viento aplicadas en el barlovento, sotavento y paredes laterales del edificio para evaluar adecuadamente las fuerzas internas en los miembros de MWFRS.

- b) La Parte 2 se aplica a una clase especial de edificios de poca altura designados como edificios de diafragma simple cerrados como se define en la Sección 26.2.

2.2.4.4.2 CONDICIONES

Un edificio cuyas cargas de viento de diseño se determinen de acuerdo con esta sección deberá cumplir con todas las condiciones siguientes: \

- a) El edificio es un edificio o estructura de forma regular como se define en la Sección 26.2.

- b) El edificio no tiene características de respuesta que lo hacen sujeto a la carga de viento, vórtice desprendimiento, inestabilidad debido a galopar o flotar, o no tiene un sitio ocasión para la cual los efectos de canalización o el golpeteo a raíz de las obstrucciones contra el viento ameritan una consideración especial.

¹² FUENTE: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" (ASCE/SEI 7-10, 2010)

2.2.4.4.3 LIMITACIONES

Las disposiciones de este capítulo toman en consideración el efecto de aumento de carga causado por ráfagas en resonancia con vibraciones a lo largo del viento de edificios flexibles. Los edificios que no cumplan con los requisitos de la Sección 28.1.2 o que tengan formas o características de respuesta inusuales se diseñarán utilizando literatura reconocida que documente dichos efectos de carga de viento o utilizarán el procedimiento de túnel de viento especificado en el Capítulo 31.

2.2.4.4.4 BLINDAJE

No habrá reducciones en la presión de velocidad debido a la protección aparente que ofrecen los edificios y otras estructuras o características del terreno.

2.2.4.4.5 EDIFICIOS DE BAJO RIESGO CERRADOS Y PARCIALMENTE ADJUNTOS

Los pasos requeridos para la terminación de cargas de viento MWFRS en edificios de poca altura se muestran en la Tabla 28.2-1. (Nota para el usuario: Use la Parte 1 del Capítulo 28 para determinar la presión del viento sobre las MWFRS de edificios cerrados, parcialmente cerrados o abiertos que tengan un techo plano, a dos aguas o de cadera. Estas disposiciones utilizan el "Procedimiento de envolvente" al calcular las presiones del viento a partir de la ecuación específica aplicable a cada superficie del edificio. Para construir formas y alturas para las cuales estas disposiciones son aplicables, este método generalmente produce la presión de viento más baja de todos los métodos analíticos especificados en esta norma)

2.2.4.4.6 PARAMETROS DE CARGA DE VIENTO ESPECIFICADOS

En el Capítulo 26 Los siguientes parámetros de carga de viento se determinarán de acuerdo con el Capítulo 26:

- Velocidad de viento básica V (Sección 26.5)
- Factor de direccionalidad del viento K_d (Sección 26.6)
- Categoría de exposición (Sección 26.7)
- Factor topográfico K_{zt} (Sección 26.8)
- Clasificación del gabinete (Sección 26.10)

- Coeficiente de presión interna (GCpi) (Sección 26.11).

El coeficiente de exposición a la presión de velocidad En función de la Categoría de exposición determinada en la Sección 26.7.3, se debe determinar un coeficiente de exposición a la presión de velocidad K_z o K_h , según corresponda, a partir de la Tabla 28.3-1.

Para un sitio ubicado en una zona de transición entre categorías de exposición que está cerca de un cambio en la superficie del suelo Se permiten los valores intermedios de K_z o K_h entre los que se muestran en la Tabla 28.3-1, siempre que estén determinados por un método de análisis racional definido en la literatura reconocida.

2.2.4.5 PRESION DE VELOCIDAD

La presión de velocidad, q_z , evaluada a la altura z se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$q_h, q_z = 0.0625 K_z K_{zt} K_d V^2 \quad (kgf/m^2) \quad (28.3 - 1)$$

K_d =Factor de direccionalidad del viento.

K_z =coeficiente de exposición de presión de velocidad.

K_{zt} =Factor topográfico.

V =Velocidad básica del viento (m/s).

q_z =Presión dinámica calculada a una altura Z .

q_h =Presión dinámica calculada a una altura promedio h .

Donde:

q_z asociada a barlovento (carga que llega por efecto de ráfaga)

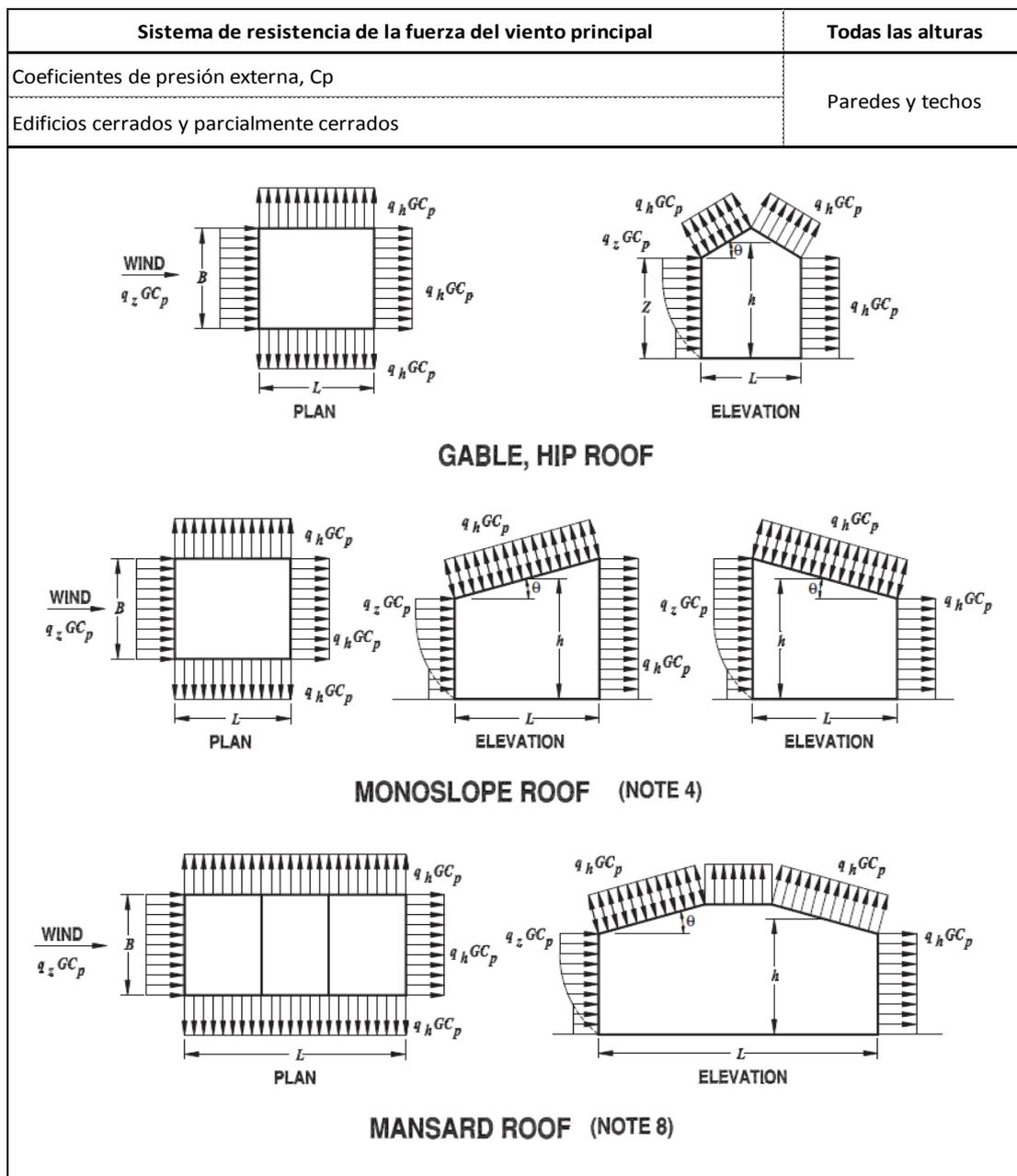
q_h asociada a sotavento (cargas que se van)

¹³ FUENTE: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" (ASCE/SEI 7-10, 2010)

2.2.4.6 COEFECIENTE DE PRESION EXTERNAS C_p

Los coeficientes de presión externas, tanto para paredes como techos se determinará utilizando las siguientes tablas.

Figura 2.8 SISTEMA DE RESISTENCIA DE LA FUERZA DEL VIENTO



Fuente: TABLA 27.4-1 ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure (2010) [p,263]

En la figura 2.8 se representa mediante cargas distribuidas los casos de presión del viento para paredes y techos

TABLA 2.15 COEFICIENTES DE PRESIÓN EN PAREDES Y TECHOS

COEFICIENTES DE PRESIÓN DE PARED C_p			
Superficie	L/B	C_p	Usar con
Muro de barlovento	Todos los valores	0.8	qz
Muro de sotavento	0-1	-0.5	qh
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Pared lateral	Todos los valores	-0.7	qh

COEFICIENTE DE PRESIÓN EN TECHOS C_p , PARA USAR CON qh.												
Sentido del viento	Barlovento									Sotavento		
	Angulo Θ (grados)									Angulo Θ (grados)		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20
Normal a la cumbrera para $\Theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.70 -0.18	-0.5 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.3	-0.2 0.3	0.0* 0.4	0.4	0.01 Θ	-0.3	-0.5	-0.6
	0.5	-0.9 -0.18	-0.7 -0.18	-0.4 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.2	-0.2 0.3	0.0* 0.4	0.01 Θ	-0.5	-0.5	-0.6
	≥ 1.0	-1.3** -0.18	-1.0 -0.18	-0.7 -0.18	-0.5 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.2	0.0* 0.3	0.01 Θ	-0.7	-0.6	-0.6
Normal a la cumbrera para $\Theta < 10^\circ$ y paralelo a la cumbrera para todos los Θ	≤ 0.5	Distancia horizontal al borde del barlovento			C_p		* El valor se proporciona para fines de interpolación. ** El valor se puede reducir linealmente con el área sobre la que se aplica de la siguiente manera					
		0 a h/2			-0.9 ; -0.18							
		h/2 a h			-0.9 ; -0.18							
		h a 2h			-0.5 ; -0.28							
≥ 1.0	0 a h/2			-1.3**,-0.18		AREA (sq ft)		Factor de Reducción				
	h/2			-0.7,-0.18		≤ 100 (9.3 sq m)		1				
						250 (23.2 sq m)		0.9				
						≥ 1000 (92.9 sq m)		0.8				

Fuente: TABLA 27.4-1 ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure (2010) [p,264]

En la tabla 2.15 nos indica de acuerdo con el ángulo de inclinación de la cubierta se determina un coeficiente de presión para techo así también indica los coeficientes de presión de paredes.

1. Signos de más y menos se refieren a presiones actuando en dirección hacia dentro y fuera de las superficies, respectivamente.
2. Interpolación lineal está permitida para otros valores no mostrados de L/B, h/L y Θ . La interpolación solo debe hacerse entre valores del mismo signo. Cuando no son valores del mismo signo, se debe asumir un valor de 0.0.
3. Donde se muestran dos valores de C_p , esto indica que el techo inclinado con viento a barlovento este sujeto a cualesquiera presiones positivas o negativas y la estructura de techo debe ser diseñada bajo estas dos condiciones. La interpolación para relaciones intermedias de h/L en este caso deben solo hacerse entre valores de C_p del mismo signo.
4. Para techos mono-pendientes, la superficie total del techo es una superficie sometida totalmente a viento a barlovento o a viento sotavento.
5. Para estructuras flexibles, se debe usar el valor G, apropiado.

6. Notación:

B: dimensión horizontal de la estructura (metros), medida normal a la dirección del viento

L: dimensión horizontal de la estructura (metros) medida paralela a la dirección del viento

h: Altura media del techo (metros) excepto si $\Theta \leq 10^\circ$, se tomará la altura hasta el alero (inicio del techo)

z: Altura sobre el terreno (metros).

G: Factor de efecto ráfagas.

q_r, q_h : Presión dinámica, en N/m^2 , Evaluada a la altura respectiva

Θ : ángulo del plano del techo con respecto a la horizontal, en grados.

7. Para techos tipo buhardilla, la superficie horizontal superior y la superficie inclinada a sotavento deberán ser tomadas como superficies a sotavento en la tabla.

8. El corte horizontal total no será menor que el determinado despreciando las fuerzas de viento en las superficies de techo, excepto que el sistema resistente a viento consista en pórticos resistentes a momento.

#Para techos inclinados con una pendiente mayor a 80° , usar $C_p = 0.8$

2.2.4.7 CARGAS DE VIENTO-SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DE VIENTO CASO CERRADO Y PARCIALMENTE CERRADO EDIFICIOS RÍGIDOS.

Las presiones de viento de diseño para las MWFRS de edificios de todas las alturas se determinarán mediante la siguiente ecuación:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad (N/m^2) \quad (27.4 - 1)$$

Cargas de viento de diseño mínimo

La carga de viento que se utilizará en el diseño de las MWFRS para un edificio cerrado o parcialmente cerrado no debe ser menor a 16 lb / ft^2 (0.77 kN / m^2) multiplicado por el área de la pared del edificio y 8 lb / ft^2 (0.38 kN / m^2) multiplicado por el área del techo del edificio proyectada en un plano vertical normal a la dirección del viento asumida. Las cargas de pared y techo se aplicarán simultáneamente. La fuerza del viento de diseño para edificios abiertos no debe ser menor a 16 lb / ft^2 (0.77 kN / m^2) multiplicada por el área A

TABLA 2.16 PRESIÓN MÍNIMA DE DISEÑO

CONSTRUCCIONES CERRADAS / PARCIALMENTE CERRADAS	CONSTRUCCIONES ABIERTAS
Paredes-----80kg/m ²	Paredes y Techos-----80kg/m ²
Techos-----40kg/m ²	

Fuente: Cargas de viento mínimas ASCE 7-10

En la tabla 2.16 se establece los valores de presión de viento mínimos para un diseño conservador en paredes y techos

2.2.5 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio

2.2.5.1 COMBINACION DE CARGAS DEL CONCRETO NTP E060

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Si en el diseño se tuviera que considerar cargas de viento (CVi) la resistencia requerida será como mínimo:

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

$$U = 0.9 CM \pm 1.25 CVi$$

Si en el diseño se tuviera que considerar cargas de sismo (CS) la resistencia requerida será como mínimo:

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0.9 CM + 1.7 CE$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva (CV).

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas de nieve o granizo, éstas deberán considerarse como cargas vivas (CV).

Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción 66 compensada o cambios de temperatura, la resistencia requerida, deberá ser como mínimo:

$$U = 1,05 CM + 1,25 CV + 1,05 CT$$

$$U = 1,4 CM + 1,4 CT$$

Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida, la expansión de concretos de retracción compensada o cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante la vida útil de la estructura.

2.2.5.2 COMBINACION DE CARGAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

2.2.5.2.1 CARGA, FACTORES DE CARGA Y COMBINACION DE CARGAS

Las siguientes cargas nominales deben ser consideradas:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

S: Carga de nieve.

E: Carga de sismo de acuerdo con la Norma E.030 Diseño Sismo resistente.

R: Carga por lluvia o granizo.

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas factorizadas. El efecto crítico puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

$$U1 = 1.4D$$

$$U2 = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U3 = 1.2D + 1.6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$$

$$U4 = 1.2D + 1.3W + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U5 = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$$

$$U6 = 0.9D \pm (1.3W + 1.0E)$$

En las combinaciones U3, U4, U5, el factor de cargas para L debe ser considerado como 1,0 en el caso de estacionamientos, auditorios y todo lugar donde la carga viva sea mayor a 4800 Pa. Para la aplicación del método ASD las cargas se combinarán con factores iguales a 1,0, la sollicitación sísmica se debe considerar dividida entre 1,4 y no se considerará que el viento y sismo actúan simultáneamente.

2.2.6 DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

2.2.6.1 VIGAS DE ACOPLAMIENTO ENTRE PLACAS

Nos habla del análisis y diseño de las vigas que se encuentran apoyadas en placas de concreto armado, las vigas de acople están en relación (l_n / h) menor o mayor a 2, si es mayor a 2 no necesita un refuerzo en dos barras que se crucen diagonalmente y si es menor a 2 si necesita pero también necesita que se cumpla un requisito más que la fuerza cortante V_u que exceda de $0,33 * A_{cw} * f'c$.

$$A_{cw} = \text{Area de la seccion transversal de la viga de acople (alma)}$$

Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con (a) a (c)

- a. V_n se determina mediante: $V_n = 2 * A_{vd} * f_y * \text{sen } \alpha \leq 0,83 * A_{cw} * \sqrt{f'c}$ donde α es el ángulo entre las barras colocadas diagonalmente y el eje longitudinal de la viga de acoplamiento y A_{vd} es el área total en cada grupo de barras colocadas diagonalmente.
- b. Cada grupo de barras colocado diagonalmente debe consistir en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras colocadas diagonalmente deben tener anclajes en tracción en el muro capaces de desarrollar $1,25 f_y$.
- c. Cada grupo de barras colocadas diagonalmente debe estar confinado por estribos cerrados o espirales en un núcleo con lados medidos al exterior del refuerzo transversal no menor de $0,5 b_w$ en la dirección paralela al ancho de la viga y de $0,2 b_w$ en la otra dirección. El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de seis veces el diámetro de las barras diagonales. Adicionalmente se debe proveer de refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal de la viga con una

cuantía mínima en cada dirección de 0,0025 y con un espaciamiento que no exceda de 250 mm.

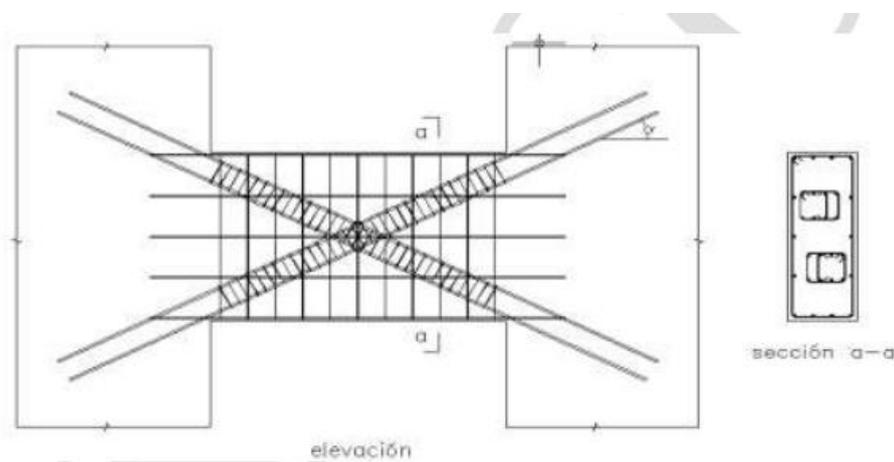


FIGURA 2.9 REFUERZO DE VIGA DE ACOPLA

Fuente: Figura 21.9.9.5 I Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 (Comité técnico especializado, 2009)

En la figura 2.9 se representa de manera práctica el refuerzo de acero para mejorar la resistencia a corte de la viga

2.2.6.2 MUROS DE CONCRETO

Los muros de concreto armado son elementos estructurales que pueden resistir cargas verticales y cargas horizontales perpendiculares y paralelas a su cara. A diferencia de los muros de concreto simple, admiten desplazamiento lateral de sus apoyos y deben estar provistos del refuerzo mínimo

Los muros de concreto armado deberán ser convenientemente anclados en las columnas y losas que le sirven de apoyo, en la cimentación, así como en los muros que los interceptan. Los muros se anclarán en la cimentación extendiendo, por lo menos, una cantidad de refuerzo igual a la cuantía mínima vertical

2.2.6.2.1 COMPRESIÓN Y FLEJO-COMPRESIÓN EN MUROS DE CONCRETO ARMADO

Se puede efectuar por dos métodos:

2.2.6.2.1.1 METODO EMPIRICO

Se debe cumplir ciertas condiciones

- La sección del muro es rectangular y la excentricidad de la carga axial es menor que un sexto de la dimensión del muro, es decir, el muro está sometido íntegramente a compresión.
- El espesor del muro es:

$$h \geq \frac{\text{Menor dimension del muro}}{25} \quad \text{o } h \geq 10 \text{ cm}$$

$$\phi P_{nw} = 0.55 * \phi * f'c * A_g * \left(1 - \left(\frac{K * l_c}{32 * h}\right)^2\right)$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.65 pues la sollicitación es flexocompresión.

k: Factor de longitud efectiva. En la tabla 2 se muestran los valores de este parametro para

diferentes condiciones

l_c : Altura libre del muro

A_g : Area de la sección transversal del muro

TABLA 2.17 FACTOR DE ALTURA EFECTIVA PARA DIFERENTES MUROS Y CONDICIONES DE APOYO

Tipo de muro	Condiciones de apoyo	k
Muro apoyado arriba y abajo	Si uno de los apoyos tiene el giro restringido	0.8
	Si ambos apoyos tienen el giro restringido	1.0
Muro con apoyos que admite desplazamiento relativo	Si los apoyos superior e inferior tiene desplazamiento relativo	2.0

Fuente: Tabla 11.2 de Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [p,302]

En la tabla 2.17 nos muestra La altura efectiva de un muro estará en función a sus condiciones de apoyo y al tipo de muro

¹⁵ FUENTE: Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [pp,302-303]

2.2.6.2.1.2 METODO GENERAL DE DISEÑO DE MUROS

Si la carga axial se ubica fuera del tercio central, parte de su sección estará sometida a tracción y por lo tanto, es necesario tomar en cuenta el efecto de esbeltez para el análisis y por tanto, se emplea el método de amplificación de momentos siempre que $\frac{Kl_u}{r} < 100$

$$EI = \frac{E_c I_g}{\beta} \left(0.5 - \frac{e}{h}\right)$$

$$EI = 0.1 \frac{E_c I_g}{\beta}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{\beta}$$

E_c : Modulo de elasticidad del concreto

I_g : Momento de inercia de la sección bruta

β : Parámetro igual a $(0.9 + 0.5\beta_d^2 - 12p)$

β_d : Parámetro definido en la sección 10.4.2 del libro de Harmsem

p : Cuantía de acero vertical respecto al área bruta de concreto

e : Excentricidad de la carga axial.

h : Espesor del muro

La flexión también puede producirse en el plano del muro, como en el caso de los muros de Corte

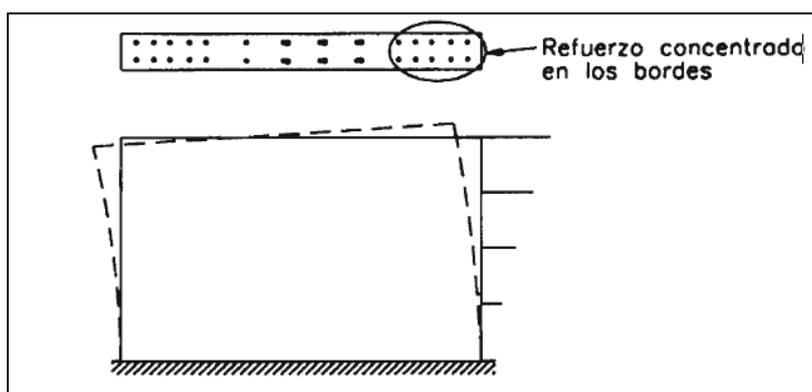


FIGURA 2.10 REFUERZO POR FLEXION EN MUROS DE CORTE

Fuente: Figura 11.3 de Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición
(Harmsem,2002) [p,303]

La figura 2.10 muestra el comportamiento de un muro estructural sometido a cargas laterales debido a la sollicitación del sismo

Si existen cargas concentradas sobre el muro, se debe verificar que éstas no ocasionen el aplastamiento del concreto debajo de ellas (ver figura 10)

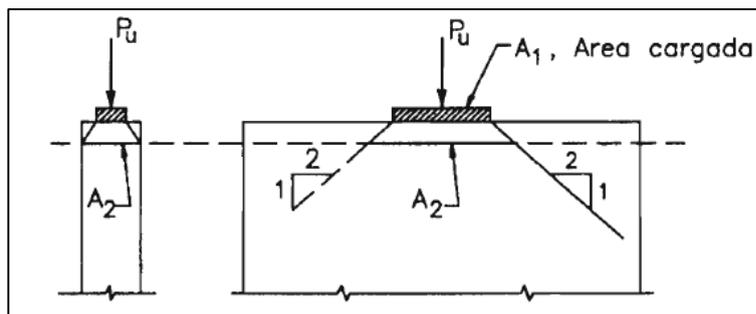


FIGURA 2.11 APLASTAMIENTO EN MUROS SOMETIDOS A CARGAS CONCENTRADAS

Fuente: Figura 11.4 de Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [p,303]

Para un muro la figura 2.11 representa la relación angular en la que el concreto es sometido a cargas concentradas en compresión

$$\frac{Pu}{\phi} \leq 0.85 * f'c * A1 * \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 1.7 * f'c * A1$$

Al igual que para columnas, existen diagramas de interacción para el diseño de muros los cuales constituyen valiosas ayudas para el proyectista. Algunos manuales de diseño en concreto armado presentan diagramas de interacción de muros rectangulares con refuerzo distribuido en una o dos capas, como el mostrado en la Figura 2.12.

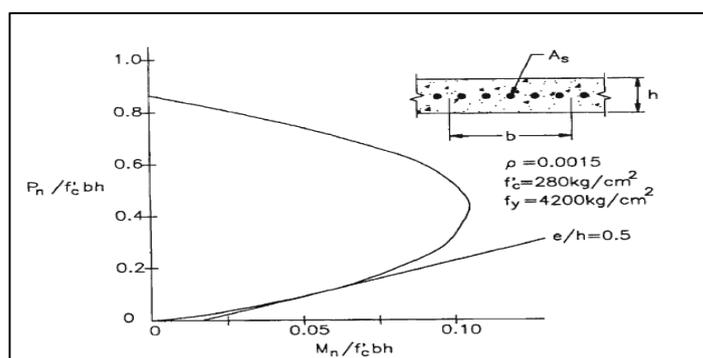


FIGURA 2.12 DIAGRAMA DE INTERACCION DE MURO RECTANGULAR

Fuente: Figura 11.5 de Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [p,304]

La figura 2.12 muestra un diagrama de interacción de un muro rectangular en el cual se ha considerado la contribución del acero del alma.

2.2.6.2.2 ESFUERZO EN MUROS DE CONCRETO ARMADO

El esfuerzo cortante en muros es producido por cargas que actúan perpendicular y paralelamente a sus caras ‘

2.2.6.2.3 ESFUERZO CORTANTE EN MUROS DE CONCRETO ARMADO

En estos casos, el muro se comporta como una losa. De acuerdo a la relación entre sus lados y a sus condiciones de apoyo, funciona como una losa armada en uno o dos sentidos.

Por lo general, se busca que el concreto asuma el esfuerzo cortante generado por las cargas actuantes. Si el muro se comporta como una losa armada en una dirección, el procedimiento para verificar el corte es el presentado en el capítulo 9. Si funciona como una losa armada en dos sentidos, el procedimiento es el que se presentará en el capítulo 15.

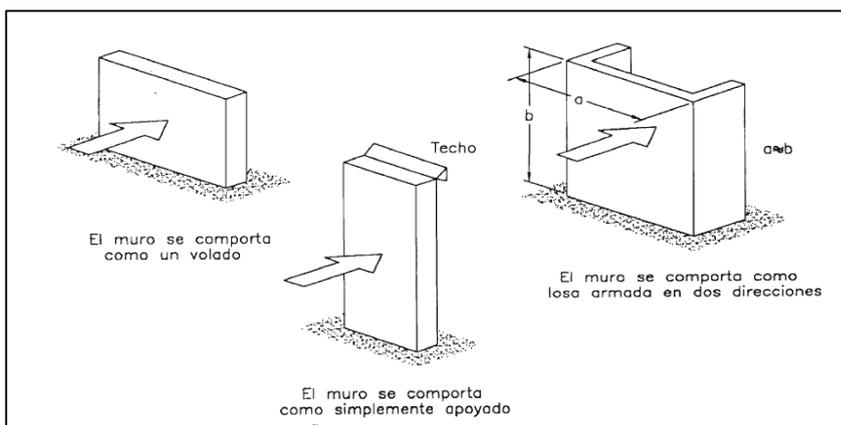


FIGURA 2.13 COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DEPENDIENDO DE SUS DIMENSIONES Y DE SUS CONDICIONES DE APOYO

Fuente: Figura 11.6 de Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [p,305]

Se muestra condiciones genéricas en la figura 2.13 los cuales los muros estructurales son sometidos a cargas aplicadas perpendicularmente.

¹⁶ FUENTE: Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [pp,304-305]

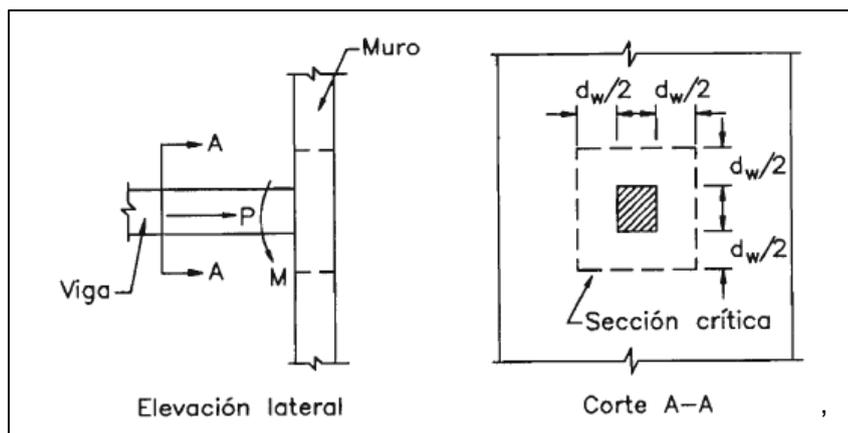


FIGURA 2.14 VIGA CONECTADA AL MURO PRODUCIENDOLE PUNZONAMIENTO

Fuente: Figura 11.7 de Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [p,305]

La figura 2.14 muestra como la conexión transversal de una viga al plano de un muro produce una falla por punzonamiento.

2.2.6.2.4 ESFUERZO CORTANTE GENERADO POR CARGAS PARALELAS A LA CARA DEL MURO

Cuando la carga actúa en el plano del muro, la resistencia del concreto al corte se determina a través de las siguientes expresiones

$$V_c \leq 0.88 * \sqrt{f'c} * h * d + (N_u * d)/(4 * l_w)$$

$$V_c = \left[0.16 * \sqrt{f'c} + \frac{l_w * \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.2 * \frac{N_u}{l_w} * h \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] * h * d$$

N_u : Carga axial amplificada en el muro, positiva si es de compresion y negativa en caso

M_u : Momento flector amplificado en la sección analizada

V_u : Fuerza cortante amplificada en la seccion analizada

d : Peralte efectivo del muro en la dirección paralela a sus caras, estimado en $0.81l_w$

(AC – 11.10.4)

l_w : longitud del muro

a) SI RESISTE COMPRESIÓN:

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

b) SI RESISTE TRACCION:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{0.029 N_u}{A_g} \right) * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde N_u es negativo y en este caso b_w es el espesor del muro de concreto

El refuerzo por corte en muros está compuesto por varillas verticales y horizontales. Si la fuerza cortante última es menor que $\phi V_c/2$, el muro se proveerá con el refuerzo mínimo definido en la sección 11.1. Si es mayor que $\phi V_c/2$ y menor que ϕV_c , la cuantía mínima de refuerzo horizontal será 0.0025 y el espaciamiento del acero será menor que $l_w/5$, $3h$ y 45 cm.

Si la fuerza cortante última es mayor que ϕV_c , el área de acero horizontal se determinará con la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) * S_2}{f_y * d}$$

A_{vh} : Área de refuerzo horizontal por corte en una franja de muro de longitud S_2 .
Debe verificarse que no sea menor que el mínimo definido en el párrafo anterior

$$p_h \geq 0.0025 + 0.5 \left(25 - \frac{h_w}{l_w} \right) (p_h - 0.0025)$$

La cuantía vertical mínima será 0.0025 pero no es necesario que sea mayor que la cuantía horizontal. El espaciamiento del refuerzo vertical será menor que $l_w/3$, $3h$ y 45 cm. Estos requerimientos deberán ser satisfechos también cuando $\phi V_c/2 < V_u < V_c$

¹⁸ FUENTE: Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [pp,306-307]

2.2.6.3 DISEÑO ALTERNATIVO DE MUROS ESBELTOS

Este método tiene por objeto seguir las pautas del U.B.C. y está basado en estudios experimentales, principalmente aplicados a muros prefabricados y es alternativo al método general de elementos esbeltos a compresión.

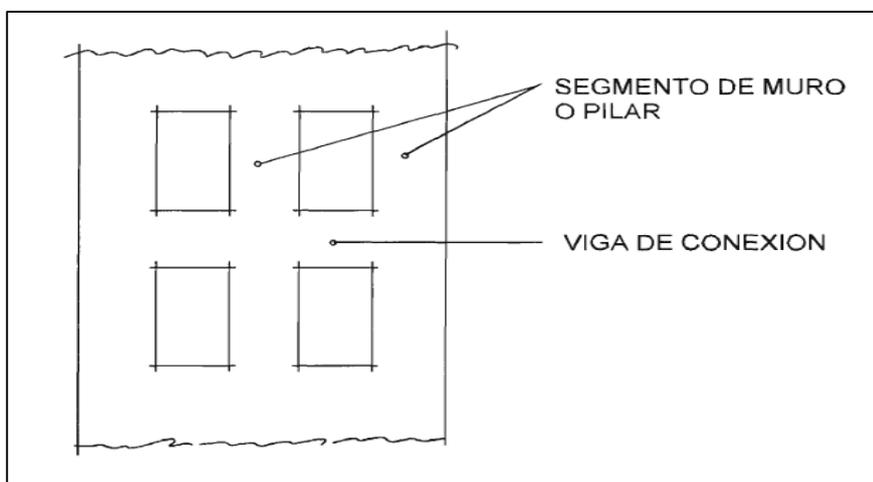


FIGURA 2.15 MURO CON ABERTURAS

Fuente: Figura 11.8 de Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [p,308]

La figura muestra un sistema monolítico de muro estructural de concreto armado con aberturas.

Si el muro tiene aberturas como se presentará en nuestra tesis en nuestro modelado de la Gobernación de Tacna, se llama segmento de muro o pilar, el elemento vertical entre aberturas y viga de conexión al elemento horizontal entre dos aberturas.

Se deberá estudiar los esfuerzos en estos dos elementos adicionalmente a los del muro. Si la tracción por flexión controla el diseño del muro estos requisitos cumplen el diseño general.

¹⁹ FUENTE: Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [pp,307-308]

Los muros que se diseñan por este método alternativo deben cumplir los siguientes requisitos:

- El panel del muro se diseñará como simplemente apoyado, cargado axialmente y sujeto a una carga lateral uniforme, y que los máximos momentos y deflexiones ocurren a la mitad de la luz.
- La sección transversal es constante en toda la altura del panel
- El refuerzo debe desarrollar una resistencia de diseño $\phi M_n \geq M_{cr}$ calculándolo para las cargas verticales y horizontales donde $M_{cr} = f_r * \frac{I_g}{Y_t}$ donde $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ e Y_t = distancia del eje neutro a la fibra más traccionada.
- Las cargas concentradas aplicadas encima de la sección de diseño se asumen que se distribuyen en un ancho igual al ancho de la carga más un ancho a cada lado que aumenta con una pendiente de 2 vertical por 1 horizontal por debajo de la sección de diseño, pero no mayor que la distancia entre cargas concentradas y que no se extienda más allá de los bordes del panel.

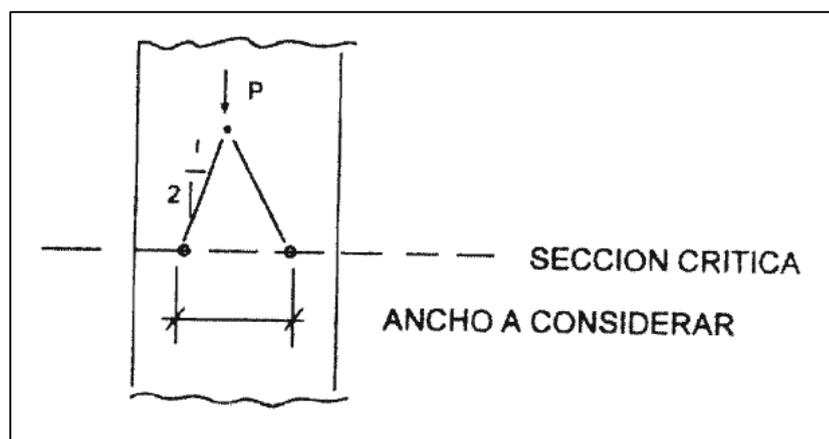


FIGURA 2.16 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS APLICADAS A LA SECCIÓN DE DISEÑO

Fuente: Figura 11.9 de Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [p,309]

Se aprecia la relación angular para la distribución de cargas aplicadas en compresión a la sección de un muro

²⁰ FUENTE: Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [pp,308-309]

- e) El esfuerzo vertical en la sección crítica a mitad de altura:

$$\frac{P_u}{A_g} \text{ será } \leq 0.06 f'_c$$

- f) El momento de diseño para la combinación de flexión y fuerza axial en la sección crítica será:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5 * P_u * l_c^2}{36 * E_c * I_{cr}}}$$

$$\Delta u = \frac{5 * P_u * l_c^2}{36 * E_c * I_{cr}}$$

Donde:

A_{se} = área efectiva del refuerzo vertical a tracción

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s * f_y}{f_y}$$

A_s = área del refuerzo longitudinal a tracción en el segmento de muro

- g) La flecha en la sección crítica incluyendo los efectos de carga verticales y horizontales, sin amplificar incluyendo los efectos $P\Delta$, cumplirá.

$$\Delta s = \frac{5 * M * l_c^2}{48 * E_c * I_e}$$

$$M = \frac{M_{sa}}{1 - \frac{5 * P_s * l_c^2}{48 * E_c * I_e}}$$

M_{sa} = momento máximo de las fuerzas sin amplificar, sin incluir el efecto $P\Delta$

P_s = es la carga axial sin simplificar

²¹ FUENTE: Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ª Edición (Harmsem,2002) [pp,309-310]

2.2.7 DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL

2.2.7.1 VIGAS

Las vigas de acero estructural son elementos prefabricados con secciones y resistencias determinadas por el fabricante. La principal función de las vigas es transmitir cargas hacia las columnas.

Las vigas al ser de acero son elementos con un comportamiento dúctil, generalmente se encuentran en posición horizontal y quedan sujetas a cargas de gravedad, sin embargo, puede darse en caso que en estructuras complejas como las armaduras, estas puedan encontrarse en diferentes posiciones, soportando esfuerzos transmitidos por la armadura.

Existen diversos tipos de vigas, entre ellas se hace mención: Dinteles, vigas de fachada, largueros de puente, etc.

2.2.7.1.1 PERFILES UTILIZADOS

Según McCormac, en su libro, Diseño de estructuras de acero p237 Los perfiles más utilizados en la actualidad debido al menor costo, son los perfiles W, los cuales al estar dotados de una mayor cantidad de acero en sus patines soportan mayores momentos de inercia.

2.2.7.1.2 DISEÑO DE VIGAS POR MOMENTOS

Si se tiene una viga simplemente apoyada sin soportes laterales y de una longitud corta, esta al ser sometida a una carga presentará un comportamiento plástico, se dice que una viga tiene un comportamiento plástico siempre que su longitud sea menor a la longitud de límite plástico L_p

Si se incrementa la longitud de la misma viga, esta sufrirá un Pandeo lateral torsional Inelástico, siempre que su longitud sea menor que L_r .

En caso de que la longitud de la viga sea mayor a la longitud L_r , esta sufrirá una falla por Pandeo lateral torsional elástico. Así mismo a la longitud de la viga sin soportes laterales se le llamará L_b .

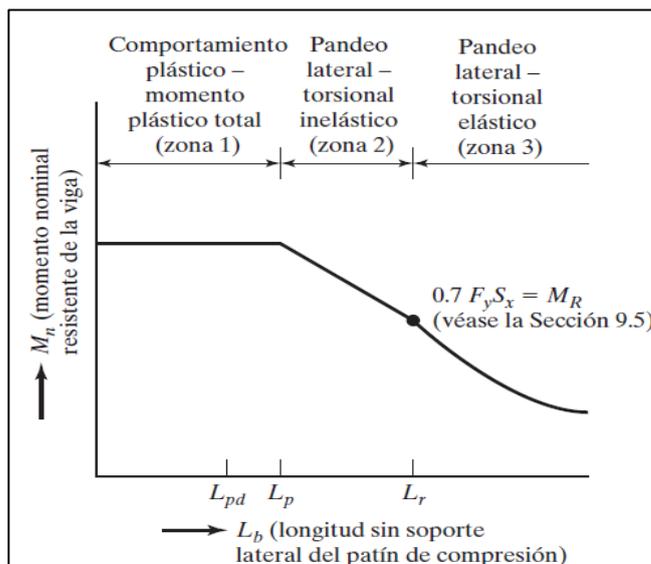


FIGURA 2.17 MOMENTO NOMINAL EN FUNCION DE LA LONGITUD

Fuente: Diseño De Estructuras De Acero 5ª Edición (McCormac y Csernak,2016)

[p,264]

Se muestra en la figura 2.17 los 3 casos de cómo se puede comportar una viga W en función del momento nominal y la longitud sin soporte lateral del patín

Este comportamiento de resistencia en función a sus longitudes establece 3 zonas, donde cada una de ellas representa un modo de falla. A continuación, se establecen las fórmulas para el diseño por momentos de acuerdo con cada una de las zonas mencionadas.

2.2.7.1.3 COMPORTAMIENTO PLASTICO ZONA 1

M_n es el valor del momento de diseño que puede alcanzar una viga. Si tiene en cuenta que se trabaja con viga una sección compacta, y de una longitud L_b menor que L_p , se puede afirmar que la viga tendrá un comportamiento plástico, por lo que el valor del momento M_n que puede alcanzar será igual al momento plástico M_p .

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z \quad (\text{Ecuación F2 - 1 del LRFD})$$

De acuerdo con el método LRFD, para un diseño conservador es necesario trabajar con cargas factorizadas

$$\phi M_n = \phi F_y \cdot Z \quad (\phi = 0.90) \quad (\text{Ecuación F2 - 1 del LRFD})$$

Para determinar si la longitud L_b de la viga es menor al valor de L_p se utiliza la siguiente expresión:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación F2 - 5 del LRFD})$$

Donde:

$L_b =$ Longitud sin soporte lateral de la viga

2.2.7.1.4 COMPORTAMIENTO POR PANDEO LATERAL INELASTICO (PLTI) ZONA 2

Si la longitud sin soporte lateral L_b tiene un valor mayor al de la longitud de límite plástico L_p pero menor a L_r (longitud máxima sin soporte lateral) se establece que la viga tendrá un comportamiento por pandeo lateral torsional inelástico.

En la zona 2, el soporte lateral es insuficiente para permitir que el miembro alcance una distribución plástica total de deformación antes de que ocurra el pandeo. (McCormac y Csernak, 2016, p.278).

Debido a que no ocurre una distribución plástica total, en el miembro, se forman esfuerzos residuales, por lo cual la fluencia se ve afectada, por esa razón para efectos de estudio se tiene en cuenta que el Momento resistente M_r , producto de esfuerzos residuales será igual al producto de la tensión cedente por 0.7

$$M_r = 0.7F_y \cdot S_x \quad (\text{Ecuación F2 - 5 del LRFD})$$

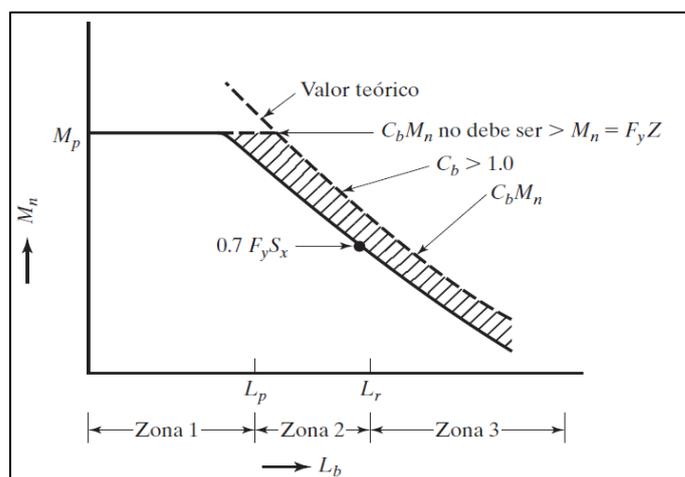


FIGURA 2.18 MOMENTO RESISTENTE PRODUCTO DE ESFUERZOS

Fuente: Diseño De Estructuras De Acero 5ª Edición (McCormac y Csernak, 2016)

[p,279]

En la figura 2.18 se aprecia como la contribución de soporte lateral (C_b) contribuye al incremento de la resistencia de momento nominal para las zonas 2 y 3 .

El pandeo lateral puede verse considerablemente afectado por las restricciones en sus extremos y las condiciones de cargas del miembro. Por lo que es necesario considerar un factor de modificación de pandero lateral torsional C_b . (McCormac y Csernak, 2016, p.278).

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{Ecuación F1 - 1 del AISC})$$

Donde el valor del momento nominal es determinado mediante la siguiente ecuación:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ecuación F2 - 2 del AISC})$$

2.2.7.1.5 COMPORTAMIENTO POR PANDEO LATERAL TORSIONAL ELASTICO (PLTE) ZONA 3

Se establece que una viga tiene un comportamiento lateral torsional elástico cuando su longitud sin soporte lateral L_b es mayor a la longitud límite sin soporte lateral L_r .

Al encontrarse en la zona 3, la viga no cuenta con el debido soporte lateral, por lo que su falla se deberá a un pandeo elástico antes de que alcance el esfuerzo de fluencia. AISC establece para miembros de sección I con doble simetría:

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x < M_p \quad (\text{Ecuación F2 - 3 del AISC})$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (\text{Ecuación F2 - 4 del AISC})$$

En esta ecuación

r_{ts} = Radio de giro efectivo, plg (proporcionado en la Tabla 1-1 del AISC)

J = Constante de torsión, plg⁴ (Tabla 1-1 del AISC)

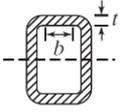
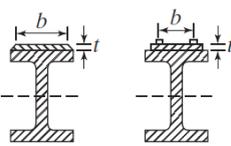
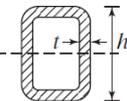
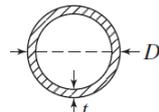
C = 1.0 para perfiles I de doble simetría

h_0 = distancia entre los centroides del patín, plg (Tabla 1-1 del AISC)

2.2.7.1.6 SECCIONES NOS COMPACTAS

Una sección no compacta es una en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos, sus elementos en compresión antes de que ocurra el pandeo. Tal sección no es capaz de alcanzar una distribución de esfuerzo totalmente plástica. Las secciones no compactas tienen razones ancho a espesor mayores que λ_p , pero no mayores que λ_r .

TABLA 2.18 TABLA DE SECCIONES NO COMPACTAS RELACION ANCHO-ESPESOR

CASO	DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	λ_p compacto/ No compacto	λ_p No compacto/esbelto	Ejemplo
17	Patines de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
18	Cubreplacas de patín y placas de diafragma entre líneas de sujetadores o soldadura	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
19	Almas de secciones HSS rectangulares y cajones	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Sección HSS redonda	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	

Fuente: Especificación del AISC, Tabla B4.1b, p. 16.1-17. 22 de junio, 2010.

Para el cálculo de las relaciones de ancho espesor la tabla 2.18 establece las dimensiones a considerar para diferentes tipos de secciones no compactas

2.2.7.1.7 DISEÑO DE MIEMBROS ESBELTOS A FLEXION HSS CUADRADOS Y RECTANGULARES Y MIEMBROS EN FORMA DE CAJA

Se aplica al HSS cuadrado y rectangular, y a los miembros en forma de caja doblemente simétricos doblados sobre cualquier eje

La resistencia a la flexión nominal, M_n , será el valor más bajo obtenido según los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo local de la brida y pandeo local de la banda bajo flexión pura

2.2.7.1.7.1 MOMENTO PLASTICO

$$M_n = M_p = F_y * Z \quad (F7 - 1)$$

dónde Z = módulo de sección de plástico sobre el eje de flexión, in.3 (mm³)

2.2.7.1.7.2 PANDEO LOCAL DE LA BRIDA

- Para secciones compactas, no se aplica el estado límite del alabeo local de la brida.
- Para secciones con bridas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y * S) \left(3.57 * \frac{b}{t_f} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (F7 - 2)$$

- Para secciones con bridas esbeltas

$$M_n = F_y * S_e \quad (F7 - 3)$$

dónde S_e = módulo de sección efectiva determinado con el ancho efectivo, b_e , de la brida de compresión tomada como:

$$b_e = 1.92 * t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} - \left(1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b \quad (F7 - 4)$$

2.2.7.1.7.3 PANDEO LOCAL DE LA BANDA BAJO A FLEXION PURA

- Para secciones compactas, el estado límite del pandeo local de la sección no se aplica.
- Para secciones no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y * S) \left(0.305 * \frac{h}{t_w} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (F7 - 5)$$

2.2.7.2 COLUMNAS

Las columnas son elementos generalmente verticales cargados axialmente a compresión las cuales cumplen la función de transmitir esfuerzos a la cimentación.

El uso de columnas se remonta a la prehistoria, pero fue hasta 1729 que el matemático holandés Pieter van Musschenbroek publicó un artículo científico Structural Steel Design sobre columnas. (Musschenbroek, 2016, p.269).

2.2.7.2.1 LONGITUD EFECTIVA

La resistencia de una columna y el modo de falla dependen en gran medida de su longitud efectiva. Una columna de acero muy corta y robusta puede cargarse hasta que el acero fluya y tal vez prosiga hasta el rango de endurecimiento por deformación. Como resultado, puede soportar aproximadamente la misma carga a compresión que a tensión.

El concepto de longitud efectiva es simplemente un método matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en los extremos, por una columna equivalente con extremos articulados. Se podría efectuar un análisis complejo del pandeo de un marco para determinar el esfuerzo crítico en una columna particular. El factor K se determina encontrando la columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico. El procedimiento del factor K es un método para encontrar soluciones simples a problemas complicados de pandeo en marcos. (McCormac y Csernak, 2016, p.141).

2.2.7.2.2 COLUMNAS LARGAS

La fórmula de Euler predice muy bien la resistencia de columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por abajo del límite proporcional. Dichas columnas se pandean elásticamente.

2.2.7.2.3 COLUMNAS CORTAS

En columnas muy cortas el esfuerzo de falla será igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá el pandeo. Para que una columna quede en esta clasificación, debe ser tan corta que no tendrá ninguna aplicación práctica. Siendo así, no se hará aquí más referencia a ellas.

2.2.7.2.4 COLUMNAS INTERMEDIAS

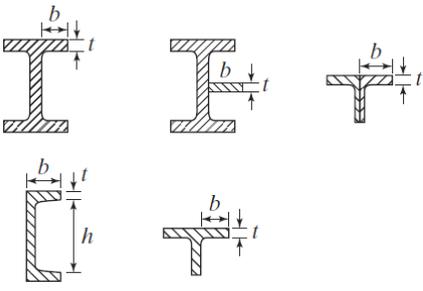
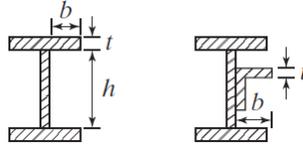
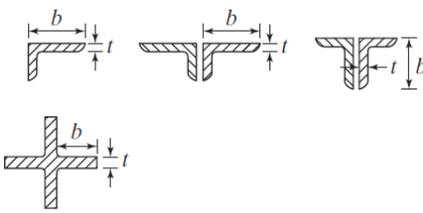
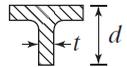
En columnas intermedias, algunas fibras alcanzarán el esfuerzo de fluencia y otras no. Los miembros fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento se denomina inelástico. La mayoría de las columnas caen en este rango. Para que la fórmula de Euler sea aplicable a estas columnas, ésta deberá modificarse de acuerdo con el concepto de módulo reducido o al de módulo tangente para tomar en cuenta la presencia de esfuerzos residuales.

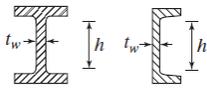
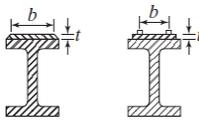
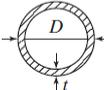
En la Sección 5.9 se presentan fórmulas con las que el AISC estima la resistencia de columnas en estos diversos intervalos. (McCormac y Csernak, 2016, p.148).

2.2.7.2.5 CLASIFICACION DE LAS SECCIONES A COMPRESION POR EL PANDEO LOCAL

Se clasifican como elementos esbeltos y no esbeltos. Un elemento es esbelto cuando su relación ancho a espesor de sus elementos a compresión excede a λ_r , de la Tabla B 4.1a de la Especificación AISC

TABLA 2.20 RAZONES ANCHO-ESPESOR DE ELEMENTOS A COMPRESION

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho espesor	Relación Límite ancho-espesor Ar (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
1	Patines de perfiles laminados I, placas salientes de perfiles laminados I, lados salientes de pares de angulos conectados con contacto continuo, patines de canales y patines de tes.	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
2	Patines de perfiles compuestos I y placas o lados de angulos salientes de perfiles compuestos I.	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}^{[a]}$	
3	Lados de angulos simples, lados de angulos dobles con separadores y todos los demás elementos no rigidizados	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
4	Almas de tes	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho espesor	Relación Límite ancho-espesor λ_r (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
5	Almas de perfiles I y canales doblemente simétricos.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
6	Paredes de HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme.	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
7	Cubreplacas de patines y placas de diafragmas entre líneas de conectores o soldaduras	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
8	Todos los otros elementos rigideizados	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
9	HSS redondo	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

Fuente: Especificación AISC, Tabla B4.1A, p. 16.1-16. junio 22, 2010. Derechos reservados © American Institute of Steel Construction. Reproducido con autorización. Todos los derechos reservados.

Para el cálculo de relación ancho espesor, de la tabla 2.20 Establece criterios para considerar las dimensiones del ancho y el espesor, en función a la sección del perfil para elementos en compresión

2.2.7.2.6 FORMULAS PARA COLUMNAS

Resistencia a la compresión factorizada por método LRFD

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g = (\phi = 0.90) \text{ (Ecuación E3 – 1 del AISC)}$$

$$\phi P_n = \text{Resistencia a la compresión}$$

Donde el valor de F_{cr} está condicionado a las siguientes ecuaciones

$$a) \text{ sí } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (ó } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25)$$

$$F_{cr} = [0.658 \frac{F_y}{F_e}] F_y \text{ (Ecuación E3 – 2 del AISC)}$$

$$b) \text{ sí } \frac{KL}{r} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (ó } \frac{F_y}{F_e} \geq 2.25)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \text{ (Ecuación E3 – 3 del AISC)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \text{ (Ecuación E3 – 4 del AISC)}$$

2.3 DEFINICIÓN DE LOS TÉRMINOS

2.3.1 PIEDRA DE CANTERIA

Se define como piedra de cantería, a piedras de origen natural que han sido seleccionadas para la construcción, las piedras de cantería empleadas para la gobernación de Tacna fueron extraídas de los cerros Arunta e Intiorko.

2.3.2 ALTA RESISTENCIA

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras

2.3.3 ANASTILOSIS

Técnica de reconstrucción de unos monumentos antiguos compuestos por unidades de piedra u otros.

2.3.4 CAPACIDAD SISMORRESISTENTE

Es una propiedad o capacidad que se dota a la edificación con el fin de proteger la vida y las personas de quienes la ocupan

2.3.5 CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS

Se refiere normalmente a las formas, métodos de construcción y los materiales utilizados son los que nos permiten realizar la clasificación

2.3.6 CARGA MUERTA

Son las cargas generadas por el peso propio tanto de elementos estructurales (vigas de techo, columnas, placas, losas, etc). Estas son fuerzas verticales hacia abajo

2.3.7 DUCTILIDAD

La ductilidad es una propiedad que presentan algunos materiales, como las aleaciones metálicas las cuales, bajo la acción de una fuerza, pueden deformarse plásticamente de manera sostenible sin romperse

2.3.8 DURABILIDAD

Condición de duradero o durable: es decir, que puede durar una gran cantidad de tiempo

2.3.9 EFICIENCIA

Es la capacidad de lograr ese efecto en cuestión con el mínimo de recursos posibles o en el menor tiempo posible

2.3.10 ELASTICIDAD

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos

2.3.11 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Es una representación o esquema simplificado de la estructura, que se elabora con el objeto de analizar su comportamiento. Al modelo estructural también se le denomina esquema estructural o esquema de cálculo

2.3.12 NORMAS TECNICAS PERUANAS

Son documentos que establecen las especificaciones de una de calidad de los productos, procesos y servicios

2.3.13 PERFILES METALICOS

Son aquellos productos laminados, están hechos para e empleo en estructuras de edificación o en proyectos

2.3.14 PERIODO DE VIDA UTIL

Es la duración estimada que un objeto puede tener cumpliendo correctamente con la función para la cual ha sido creado y normalmente se calcular en horas o años de duración

2.3.15 PLACAS O MUROS DE CORTE

Las placas son paredes de concreto armado que dada su dimensión en una dirección, mucho mayor que su ancho proporcionan en su sentido más largo una gran resistencia y rigidez ante movimientos laterales

2.3.16 SAP

SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras

2.3.17 SISTEMA ESTRUCTURAL

Es el conjunto de elementos que tiene por objetivo resistir cargas, cuyo análisis y diseño tienes muchas condiciones

2.3.18 UNIFORMIDAD

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 TIPO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 TIPO DE INVESTIGACION

EXPLORATORIO INDIRECTA ya que la investigación debe existir un procedimiento para la Restauración de la Gobernación de Tacna que comprender plantear un sistema Estructural de Acero como hipótesis como bien sabemos este debe cumplir varios requisitos y parámetros de la norma para llegar así indirectamente y obtener nuestras propias conclusiones

- Primero Identificar y hacer una estructuración
- Segundo debemos hacer un Predimensionamiento según los criterios del Reglamento Nacional en Edificaciones en el punto III.2 ESTRUCTURAS (E.090)
- Tercero un Análisis elástico modal espectral
- Cuarto Un diseño sísmico siguiendo los lineamientos de la propuesta E.090 Y E0.60

Como también planteamos la anastilosis como una técnica de restauración de la Gobernación de Tacna basado en la conservación de nuestro patrimonio cultural

3.1.2 DISEÑO DE INVESTIGACION

- a) Primero averiguamos donde los trabajadores se trasladaron después de la huelga gracias a los trabajadores de la Municipalidad Provincial

de Tacna nos brindaron información que se trasladaron a la Calle Arica cerca a la UNJBG luego ya identificado el lugar, por medio de un permiso que duro una semana conseguimos hablar con el encargado el señor Hugo León aprox el 5 de Noviembre gracias a él nos brindo información y como también la entrada a la Gobernación de Tacna que después nosotros con mucho gusto pudimos tomar fotos a este sacar su máximo provecho.

- b) Segundo al entrar al inmueble debimos abastecernos con equipos de seguridad ya que el inmueble estaba en pésimas condiciones un 90% aproximadamente luego tuvimos que realizar un registro de datos y muchas fotos de todo lo observado.
- c) Tercero tuvimos que conseguir información por YouTube e internet acerca del atentado como también en periódicos y revistas a inicios de Noviembre
- d) Cuarto El señor Hugo León encargado de Prefectura nos brindó y nos proporcionó un numero de la Ing. Maribel Luna (jefa del Área de Formulación de Proyectos) para que nos proporciones información e estudios realizados como también planos de la obra aproximadamente un 20 de Noviembre

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO

3.2.1 POBLACIÓN

La investigación tomara como universo o población al estudio placas de concreto armado de resistencia $f'c$ 210 kg/cm², técnicas de restauración del patrimonio cultural y El sistema estructural del acero este último es utilizado en diferentes construcciones en el Perú ya que este tienes diversas propiedades como su durabilidad, ductilidad, tenacidad, como también su gran facilidad para unir miembros por medio de conexiones como soldadura y pernos, etc.

3.2.2 MUESTRA DE ESTUDIO

La primera muestra sería la técnica de anastilosis ya que este es una técnica de restauración de un monumento que está en malas condiciones parcialmente o en su totalidad, otra muestra sería hacer un modelado mediante un análisis y diseño estructural de la Gobernación de Tacna gracias al ETABS o SAP que son requisito indispensable para poder hacerlo con un sistema estructural de acero y concreto en muros de concreto armado con aberturas bajo diferentes solicitaciones que son carga muerta, carga viga, viento, sismo, etc., y así para su posterior diseño este ofrece un modelado en 3D para así tener un mejor aprendizaje, como también los usuarios pueda descifrar y comprender los resultados de análisis y diseño de forma más rápida y fácil.

3.2.3 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

TABLA 3.1 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

Variable	Definición operacional	Dimensión	Indicador
Acero	Es una aleación de hierro, carbón y otros minerales, es un material utilizado en la construcción de estructuras	Diseño en naves industriales, edificios industriales, armaduras muelles y puentes	-ASTM A992 -Fy=50ksi -Fu=65ksi
Concreto	Se denomina a una mezcla entre el cemento, arena gruesa, piedra y agua que endurece conforme avanza la reacción del agua con el cemento	Diseño edificios, viviendas unifamiliares e multifamiliares, bocatomas, represas, pavimento rígido, reservorios, canales, etc.	-Ec=15000*f'c -Pe=2400kg/m3 -f'c=175 kg/cm2 al 700 kg/cm2
Anastilosis	Es un término que se designa a la técnica de restauración de un monumento parcialmente o en su totalidad en ruinas	Fachada de la Gobernación de Tacna	Porcentaje de restauración

Fuente: Elaboración Propia (2018)

En la tabla 3.1 se establece tanto definiciones, dimensiones e indicadores, tanto para elementos estructurales, como para la técnica de anastilosis

3.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

El problema se estudió mediante el uso de varios datos de registros e información sobre el estado actual de la Gobernación de Tacna por medio de periódicos, revistas, noticias en YouTube, internet e información solicitada a Ing. Hugo León el jefe encargado de prefectura que gentilmente nos proporcionó documentos y así también se investigó sobre los proyectos planteados a futuro por la GIO (Gerencia de Proyectos y Obras) gracias a la encargada Ing. Maribel Luna (Jefa del Área de Formulación de Proyectos) que también nos proporcionó información y planos en PDF del lugar de los hechos.

También se realizó una visita a campo para obtener aún más información el Ing. Hugo León acordamos aprox. un 15 de Noviembre de 2017 para ir al lugar de los hechos que quedaba ubicado entre las calle Coronel Inclán y la Av. San Martín. En primer lugar, procedimos a identificar tomando fotos y ver cuanto daño había sufrido en su totalidad que fue aproximadamente un 90% luego se procedió a hacer levantamiento para la distribución de arquitectura empezando con identificar y medir las dimensiones de las columnas, muros, vigas, etc. Se hizo con la ayuda de winchas, casco de seguridad, zapatos de seguridad, un cuaderno de apuntes y un lapicero

Este conjunto de información se hizo varios datos de registros para así llegar a una conclusión de lo que había pasado en realidad y proyectarnos a un futuro como vamos a restaurarla que sea lo más rápido, seguro, eficaz, y económico. Lo primero que hicimos con los datos obtenidos en los registros y en base al Reglamento Nacional en Edificaciones se planteó un sistema estructural compatible y este rescate la arquitectura para la conservación de la fachada se utilizó la técnica llamada Anastilosis y como también para el sistema estructural se utilizaron perfiles metálicos Tipo W en vigas y columnas y para la fachada estará conectada con una placa de concreto armado para así disminuir las distorsiones. Se realizaron varias propuestas en el modelamiento diversos perfiles W variando sus dimensiones siempre y cuando cumpliendo los parámetros del reglamento nacional en edificaciones. Como también se probó diversos tipos de conexiones a corte y optamos por el más óptimo y simplificado y eficaz.

Este trabajo de la restauración tiene como fin de mitigar el impacto ambiental y obtener todas ventajas del acero sacar el máximo provecho de esta que tienen muchas ventajas en sus propiedades superando así al concreto con el objetivo que sea limpio, seguro, rápido, durable, uniforme y que es muy resistente

Para realizar este estudio fue necesario implementar una oficina donde se tenía todo el material recolectado, donde se hizo un adecuado diseño con la ayuda de los datos de registros y con toda la información obtenida se hizo con frecuencia aprox. todos los días se avanzaron cada capítulo de este informe gracias a estos instrumentos que vamos a mencionar:

INSTRUMENTOS

- Recolección de datos
- Herramienta de medición para el levantamiento de la distribución de ambientes en arquitectura que son el nivel, wincha, trípode y mira
- Para la oficina necesitamos un escritorio, planos, sillas, hojas bond, cuadernillos, laptops, lapiceros como también los siguientes programas AutoCAD, Advance Steel, Etabs y SAP entre otros.

3.4 PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS

3.4.1 ANASTILOSIS

3.4.1.1 CODIFICACION DE LAS PIEDRAS DE CANTERILLA

Se codifica las piedras de cantería con letras y números, donde en la primera fila en la parte inferior empezamos a enumerar hasta llegar el segundo nivel: A1, B1,C1,D1,E1,G1 ,H1 ,I1 ,J1 ,K1 ,L1 ,M1 ,N1 ,O1 ,P1 ,Q1 ,R1 ,S1 ,T1 ,U1 ,V1 ,W1 ,X 1 ,Y1, Z1, AA1, BB1,CC1.....así sucesivamente como también en las columnas siguiendo el orden de la primera columna seria A2, A3, A4, A5, A6... esto vamos a hacer en la fachada, alrededor de las dos calles colindantes que son calles Inclán y Blondell y como también la Av. San Martin.

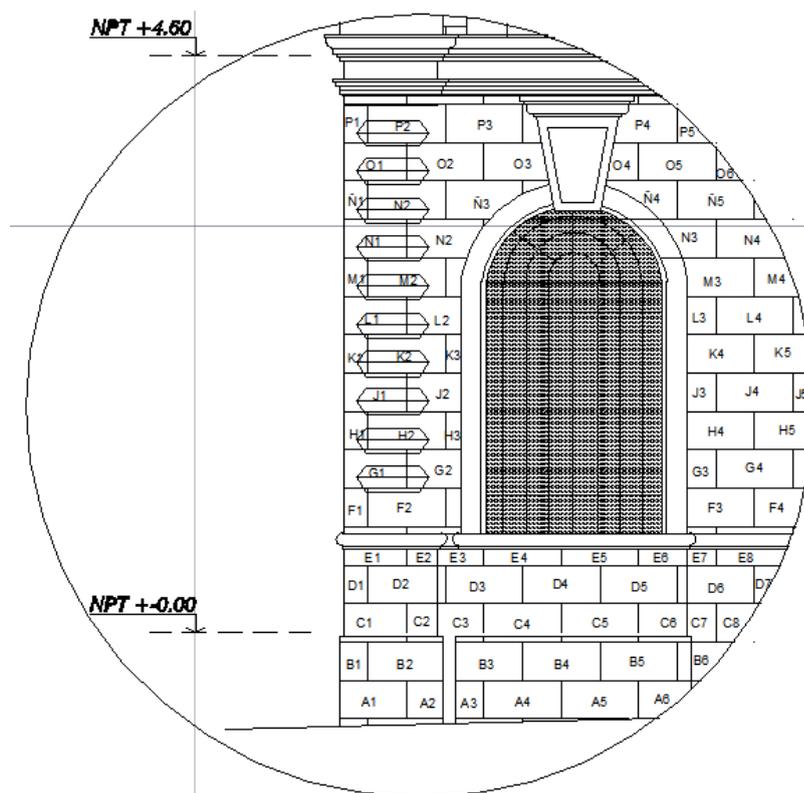


FIGURA 3.1 ENUMERACION DE LAS PIEDRAS DE CANTERIA Y MUROS DE ADOBE DE LA GOBERNACION DE TACNA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.1 muestra la codificación que obtendrán las piezas de piedras de cantería y adobe que conforman la fachada de la gobernación

3.4.1.2 DESMONTAJE DE LAS PIEDRAS DE CANTERIA

Una vez codificadas las piedras de cantería, se procede al desmontaje, mediante el uso de herramientas manuales para inducir las líneas de rotura.

El procedimiento empleado será el siguiente:

TABLA 3.2 FORMACIÓN DE LINEA DE ROTURA

FORMACIÓN DE LÍNEA DE ROTURA CON HERRAMIENTAS MANUALES	
<p>Limpieza de juntas: se procede a limpiar las juntas de las piedras de cantería, para esto se utilizarán herramientas manuales como cepillos y cinceles</p>	
<p>Martillado superficial: para desprender los bloques de cantería, es necesario realizar un martillado superficial en la junta, dando el espacio necesario para colocar las cuñas metálicas</p>	
<p>Montaje de cuñas metálicas: luego del martillado superficial, se procede a la colocación de cuñas metálicas, las cuales deben ser ubicadas en puntos estratégicos de manera uniforme.</p>	
<p>Martillado con comba: una vez ubicadas las cuñas metálicas, se procede a golpear las cuñas con una comba, alternando golpes de manera ordenada.</p>	
<p>Formación de junta: luego del martillado con comba y después de un tiempo se forma la línea de rotura.</p>	

Fuente: Gonzales, Luis Carlos. (2012). YouTube: El arte del trabajo en piedra.

Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=ZsUYOIG8KuA&t=67s>

En la tabla 3.2 muestra el procedimiento para separar las unidades de cantería mediante la formación de líneas de rotura.

3.4.1.3 DESCRIPCION DE UNIDADES CODIFICADAS

Luego de realizar el desmontaje de las unidades de cantería se procede a realizar una breve descripción del estado en el que se encuentra cada unidad de cantería.

La descripción de las unidades de cantería considerará daños como fisuras, grietas, zonas desportilladas, daños parciales o totales.

3.4.1.4 APLICACIÓN DE LA TECNICA DE ANASTILOSIS

Las piedras que presenten daños parciales o totales serán reemplazadas por piezas con las mismas dimensiones.

En caso de que las piezas presenten zonas desportilladas o fragmentadas, teniendo perdidas en su geometría, estas serán reconstruidas mediante la técnica de anastilosis, de esta forma serán reemplazadas en su totalidad por piezas con las mismas características iniciales que presentaban.

Para obtener una pieza exacta, además de emplear la técnica de anastilosis es necesario recurrir al tallado de piedras.

TABLA 3.3 TALLADO DE PIEDRAS

TALLADO DE PIEDRAS	
<p>Primer trazo: para realizar el tallado de piedras es necesario realizar un trazo con el cincel , marcando la profundidad , con el propósito de trabajar con una superficie plana.</p>	
<p>Nivelación del borde una vez determinada la profundidad con el cincel, se procede a nivelar el borde en el cual se está trabajando</p>	
<p>Nivelación: luego de nivelar el primer trazo, se nivelan los demás bordes para finalmente nivelar en su totalidad la cara de la pieza</p>	
<p>Nivelación de las demás caras: luego de nivelar una de las caras, se repite el proceso en las demás caras de la pieza.</p>	

Fuente: Anónimo (2015). YouTube: Artesanía Canaria. Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=1KfB2J0pGNU>

En la tabla 3.3 muestra el procedimiento manual para el tallado de las unidades de cantería.

3.4.1.5 CORTE DE PIEDRAS DE CANTERIA

Ya sea mediante herramientas manuales como cincel, combo o piedras de corte empleadas en amoladoras o cortadoras eléctricas, se procede a cortar una lámina de 2" de espesor en la piedra de cantería para su posterior adosaje

Es importante mencionar que la cara que va adosada a la pared debe presentar cierta rugosidad permitiendo una buena interacción con el mortero, para un buen adosado.

3.4.1.6 LIMPIEZA DE LAS PIEDRAS DE CANTERIA

Antes de realizar el adosaje de las piedras en el muro de concreto armado es necesario limpiarlas, borrando toda la suciedad que presente, removiendo grasa polvo y hongos con el aditivo "Chema clean" limpiador de laja y piedra.

3.4.1.7 MONTAJE DE PIEDRAS DE CANTERIA

Luego una vez limpiadas y codificadas, las piedras de cantería están listas para ser adosadas al muro de concreto armado, utilizando aditivos.

3.4.2 GOBERNACION DE TACNA

En primer lugar, para analizar la Gobernación de Tacna zona de oficinas se propuso una idea colocar placas alrededor del perímetro entre las calles Av. San Martín y Calle Blondell esto con el fin de restringir los desplazamientos debido a la irregularidad de la edificación para así no colocar arriostres bueno también se propuso colocar perfiles W dentro de la edificación tanto viga como columna.

Tanto en los elementos verticales y horizontales se utilizará conexiones a corte por lo tanto se liberará momentos en los puntos de conexión, el primer nivel tanto como el segundo nivel será simétrico.

También se colocarán vigas dinteles alrededor del perímetro esto para separar vanos en muros ya que en la Gobernación de Tacna hay puertas y ventanas

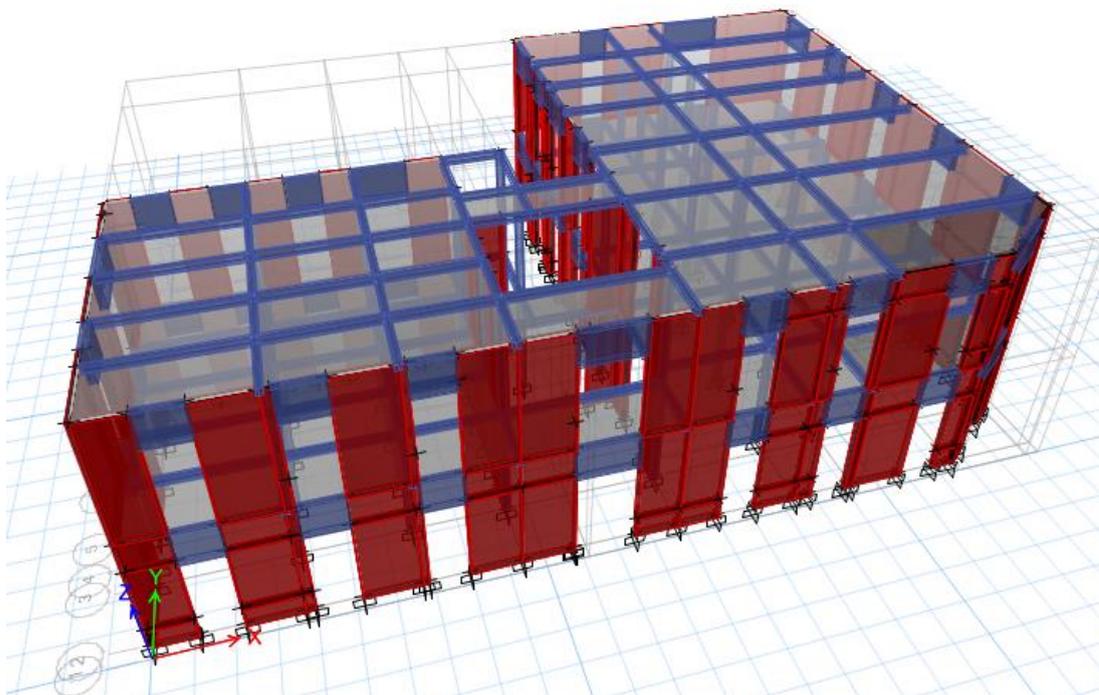


FIGURA 3.2 MODELADO O ESQUEMA DE LA GOBERNACION DE TACNA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura muestra una vista 3d en el programa ETABS, para el análisis y diseño sismorresistente de la Gobernación de Tacna

3.4.2.1 CARGA MUERTA

$$\text{PESO DE LA LOSA COLABORANTE STEEL DECK} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{PESO DE TABIQUERIA} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{PESO DE PISO TERMINADO} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.4.2.2 CARGA VIVA

$$\text{CARGA DE CORREDOR} = 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CARGA OFICINAS} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.4.2.3 VERIFICACION SISMORRESISTENTE

Se muestra los parámetros sísmicos

$$\text{FACTOR DE ZONA (Z)} = 0.45$$

$$\text{FACTOR DE SUELO (S)} = 1.05$$

$$\text{FACTOR DE USO (U)} = 1.3$$

$$\text{FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)} = 2.5$$

$$\text{PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION (T)} = 0.158$$

$$\text{SISTEMA ESTRUCTURAL (Rox - x)} = 6$$

$$\text{SISTEMA ESTRUCTURAL (Roy - y)} = 6$$

TABLA 3.4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA Y ALTURA

Tabla N°8 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

Irregularidades en altura		Ia X-X	Ia Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	<input type="checkbox"/> DIR: X-X <input type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 1.00	▶ 1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	<input type="checkbox"/> DIR: X-X <input type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 1.00	▶ 1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	<input type="checkbox"/> DIR: X-X <input type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 1.00	▶ 1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	<input type="checkbox"/> DIR: X-X <input type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 1.00	▶ 1.00
Irregularidad de Masa o Peso	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	▶ 1.00	▶ 1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	<input type="checkbox"/> DIR: X-X <input type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 1.00	▶ 1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	▶ 1.00	▶ 1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	▶ 1.00	▶ 1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el mas crítico	1.00	1.00

Tabla N°9 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

Irregularidades estructurales en planta		Ip X-X	Ip Y-Y
Irregularidad Torsional	<input checked="" type="checkbox"/> DIR: X-X <input checked="" type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 0.75	▶ 0.75
Irregularidad Torsional Extrema	<input type="checkbox"/> DIR: X-X <input type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 1.00	▶ 1.00
Esquinas Entrantes	<input checked="" type="checkbox"/> DIR: X-X <input checked="" type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 0.90	▶ 0.90
Discontinuidad del Diafragma	<input checked="" type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	▶ 0.85	▶ 0.85
Sistemas no Paralelos	<input type="checkbox"/> DIR: X-X <input type="checkbox"/> DIR: Y-Y	▶ 1.00	▶ 1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el mas crítico	0.75	0.75

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La tabla 3.4 muestras las irregularidades tanto en planta como en altura que identificamos en la gobernación de Tacna de acuerdo a nuestra norma E.030

$$\frac{Z * U * C * S}{R_x} = 0.3413$$

$$\frac{Z * U * C * S}{R_y} = 0.3413$$

3.4.2.3.1 VERIFICACION DE CATEGORIA Y IRREGULARIDAD DE EDIFICACIONES

Lo primero que debemos hacer antes de diseñar se debe revisar la norma en edificaciones [E030] revisar la Tabla N°10 este capítulo nos habla de las restricciones de irregularidad que tenemos dependiendo de nuestra categoría de edificaciones y zonificación..

Verificando nuestros valores del factor zona y categoría de edificación llegamos a la conclusión que presentamos restricciones como “NO SE PERMITEN IRREGULARIDADES EXTREMAS” por lo tanto debemos evitar al modelarlo.

3.4.2.3.2 VERIFICACION DE DISTORSIONES

A simple inspección identificamos que presenta irregularidad por esquina entrante por lo tanto su determinación de desplazamientos laterales es 0.85, luego procedemos a verificar las distorsiones

TABLA 3.5 VERIFICACION DE DISTORSIONES

IRREGULAR		▼	0.85				
DERIVAS EN X							
TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift elastico	Drift real Drift real = Drift *0.85*R	NTE 0.30-2016	CONDICION	
Story2	SISMO X Max	X	0.000306	0.0014045	0.007	<i>Cumple</i>	
Story1	SISMO X Max	X	0.000208	0.0009547	0.007	<i>Cumple</i>	
IRREGULAR			0.85				
DERIVAS EN Y							
TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Drift real Drift real = Drift *0.85*R	NTE 0.30-2016	CONDICION	
Story2	SISMO Y Max	Y	0.000365	0.0016754	0.007	<i>Cumple</i>	
Story1	SISMO Y Max	Y	0.000246	0.0011291	0.007	<i>Cumple</i>	

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La tabla 3.5 se hace la verificación de distorsiones por cada nivel o entrepiso que en nuestro caso el material predominante es concreto armado en muros de corte ya que este son los más solicitados con un valor de 0.007 como mínimo.

3.4.2.3.3 VERIFICACION DE CORTANTES

TABLA 3.6 REACCIONES EN LA BASE

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SX	-297.1996	0	0	0	-2016.759	2715.6697
SX+	-297.1996	0	0	0	-2016.759	2938.5139
SX-	-297.1996	0	0	0	-2016.759	2492.8256
SY	0	-297.2	0	2016.759	0	-4954.8244
SY+	0	-297.2	0	2016.759	0	-5271.6206
SY-	0	-297.2	0	2016.759	0	-4638.0282
SISMO X Max	267.48	40.1606	0	292.8527	1965.9031	2264.7533
SISMO Y Max	35.7407	267.4803	0	1971.9537	262.6523	4555.1975

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La tabla 3.6 muestra los valores obtenidos de esfuerzos en la base de la estructura.

Las cortantes dinámicas eran menores al 90% de las cortantes estáticas, por lo tanto, se requirió escalar

$$FACTOR\ ESCALAR\ EN\ X = 1.32614$$

$$FACTOR\ ESCALAR\ EN\ Y = 1.18019$$

Después del procedimiento anterior se ve en la siguiente imagen que no se requiere escalar por lo tanto que nuestra verificación por cortante ha sido un éxito

TABLA 3.7 VERIFICACION DE FUERZAS CORTANTES

IRREGULAR	0.9	CORTANTE ESTÁTICO X =	297.20	267.48	<			
IRREGULAR	0.9	CORTANTE ESTÁTICO Y =	297.20	267.48	<			
		FACTOR DE ESCALA EN X =	SI CUMPLE			CORTANTE DINÁMICO X =	267.48	SI CUMPLE
		FACTOR DE ESCALA EN Y =	SI CUMPLE			CORTANTE DINÁMICO Y =	267.48	SI CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La tabla 3.7 se ha verificado las fuerzas cortantes muestra que la estructura propuesta cumple con las solicitudes de estas.

3.4.2.3.4 VERIFICACION DE PERIODOS DE VIBRACION

El periodo fundamental mantiene el cumplimiento de $T = 0.1 \times \text{Piso}$

$$T = 0.1 * 2 = 0.2 \text{ seg} > 0.135 \text{ seg} \quad \therefore \text{OK!!}$$

TABLA 3.8 VERIFICACION DE PERIODOS DE VIBRACION

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.135	7.416	46.5953	2171.1223
Modal	2	0.119	8.429	52.9622	2804.991
Modal	3	0.072	13.966	87.7532	7700.6321
Modal	4	0.055	18.163	114.1237	13024.2202
Modal	5	0.054	18.377	115.4669	13332.5981
Modal	6	0.054	18.603	116.8852	13662.142

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.8 muestra los resultados de los modos 3 por piso así como también los periodos de vibración de la estructura modelada en Etabs

3.4.2.4 DISEÑO DE VIGAS W

Para el diseño lo dividimos en tres partes para ser más conservadores en el diseño de estas vigas W

- EJE F-J y EJE 2-11
- EJE D-F y EJE 2-8
- EJE A-D y EJE 2-8

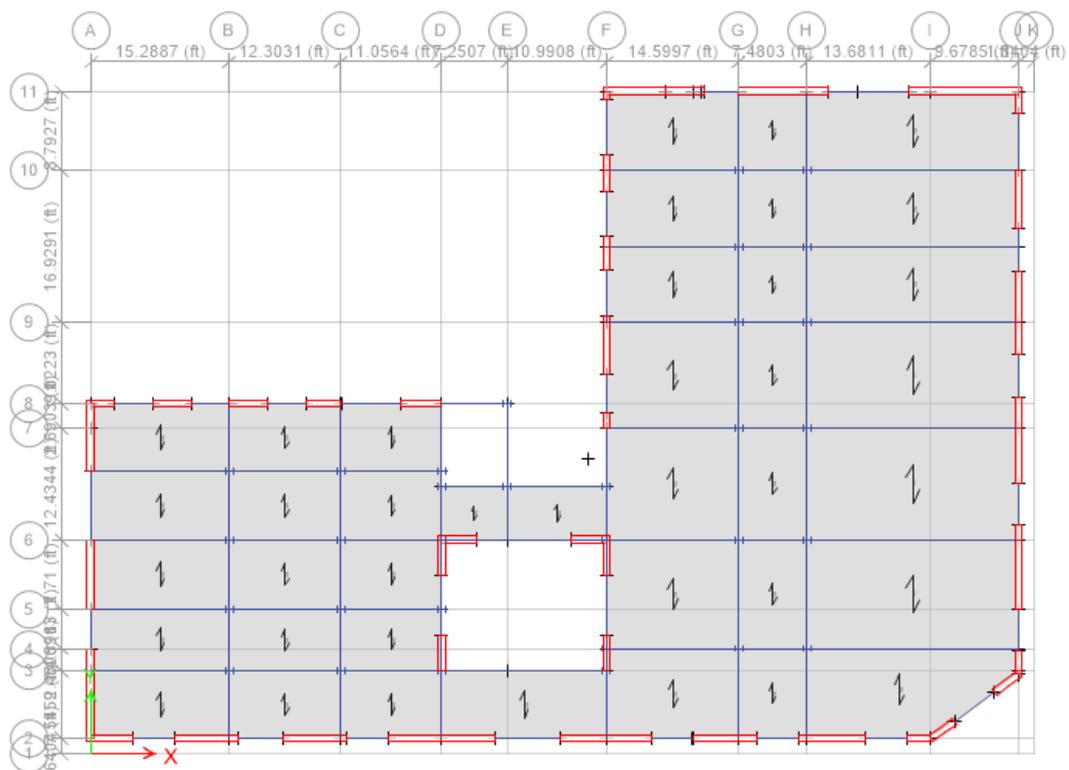


FIGURA 3.3 VISTA EN PLANTA DE LA GOBERNACION DE TACNA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.3 muestra la distribución de los muros estructurales, así como el sentido de la losa colaborante en la planta de la estructura.

3.4.2.4.1 DISEÑO DE VIGAS W ENTRE LOS EJES F y J - 2 y 11

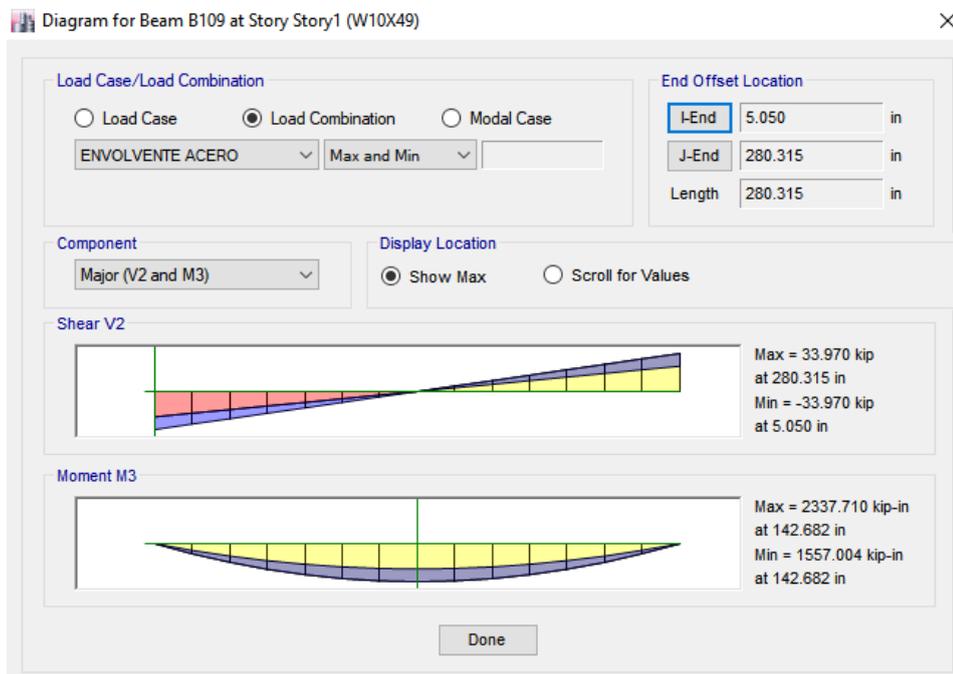


FIGURA 3.4 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR DEL MAS CRITICO ENTRE LOS EJES F Y J – 2 Y 11

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.4 se muestra los resultados de momentos y cortantes que obtuvimos anteriormente gracias al análisis sismorresistente de la estructura

Para el diseño de los perfiles W como vigas, se analiza los diagramas de momento, donde se tomará el valor máximo como condición de diseño.

DATOS:

$$Mu \text{ max} = 2337.71 \text{ kip} * \text{in}$$

$$Lb = 0 \text{ ft (por criterio vemos que esta arriostrada por la losa colaborante)}$$

Procederemos a diseñar la viga, pero nos damos cuenta que esta en la zona 1 por lo tanto su comportamiento es plástico

PRIMER PASO:

Hallamos nuestra sección plástica en base a nuestro Mu

$$\phi Mn = 0.9 * Fy * Zr > Mu$$

$$Zx > \frac{Mu}{0.9 * fy}$$

$$Zx > \frac{2337.72}{0.9 * 50} = 51.95 \text{ in}^3 \text{ (Modulo de sección plástica que requiere)}$$

De la tabla AISC – LRFD se escoge W10 x 49 → 60.4 in³ > 51.95 in³ OK!

Nota: Había dos formas de diseñar una forma es como lo que acabamos de hacer hallando el Zx pero también hay otra forma más rápida y eficaz seleccionando un perfil que su $\phi b Mpx$ sea mayor que nuestro Mu en la Tabla 3-.2 del AISC.

3.4.2.4.2 DISEÑO DE VIGAS W ENTRE LOS EJES D y F - 2 y 8

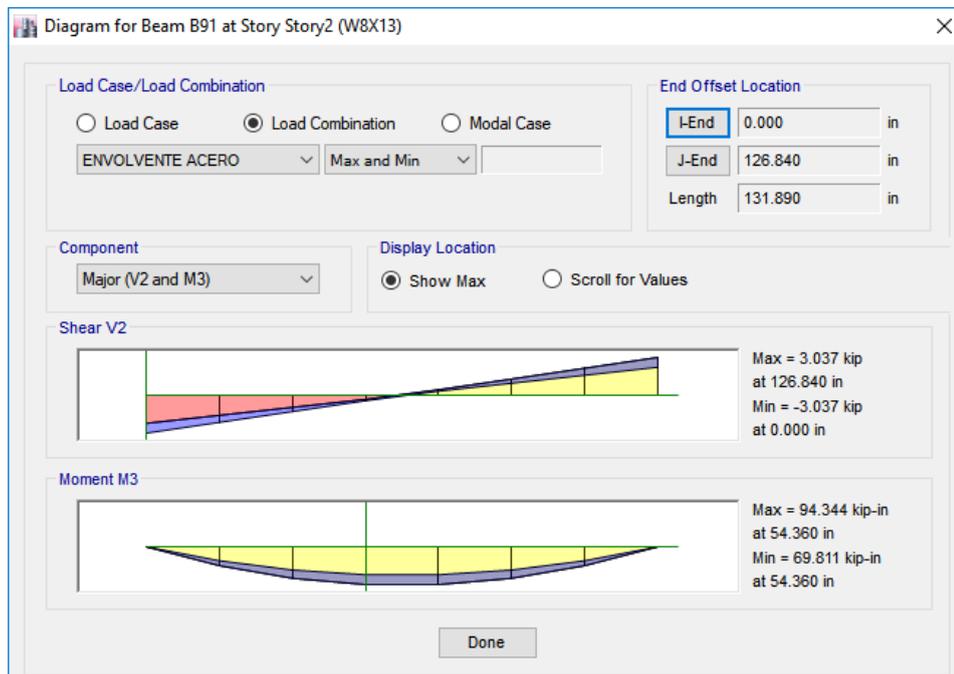


FIGURA 3.5 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR DEL MAS CRITICO ENTRE ESOS EJES D Y F - 2 Y 8

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.5 se muestra los resultados de momentos y cortantes que obtuvimos anteriormente gracias al análisis sismorresistente de la estructura

Para el diseño de los perfiles W como vigas, se analiza los diagramas de momento, donde se tomará el valor máximo como condición de diseño.

DATOS:

$$M_u \text{ max} = 94.344 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$L_b = 0 \text{ ft (por criterio vemos que esta arriostrada por la losa colaborante)}$$

Procederemos a diseñar la viga, pero nos damos cuenta que esta en la zona 1 por lo tanto su comportamiento es plástico

PRIMER PASO:

Hallamos nuestra sección plástica en base a nuestro Mu

$$\phi Mn = 0.9 * Fy * Zr > Mu$$

$$Zx > \frac{Mu}{0.9 * fy}$$

$$Zx > \frac{94.344}{0.9 * 50} = 2.10in^3 \text{ (Modulo de sección plástica que requiere)}$$

De la tabla AISC – LRFD se escoge W8 x 13 → 11.4in³ > 2.10 in³ OK!

Nota: Había dos formas de diseñar una forma es como lo que acabamos de hacer hallando el Zx pero también hay otra forma más rápida y eficaz seleccionando un perfil que su $\phi b Mpx$ sea mayor que nuestro Mu en la Tabla 3-.2 del AISC.

3.4.2.4.3 DISEÑO DE VIGAS W ENTRE LOS EJES A Y D – 2 Y 8

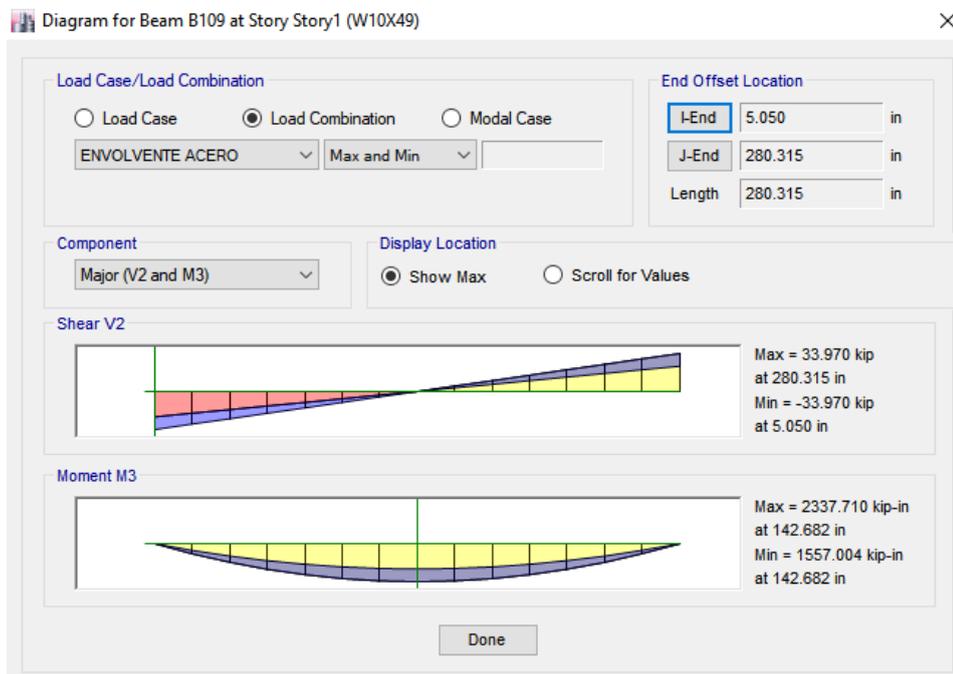


FIGURA 3.6 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR DEL MAS CRITICO ENTRE LOS EJES A Y D – 2 Y 8

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.6 se muestra los resultados de momentos y cortantes que obtuvimos anteriormente gracias al análisis sismorresistente de la estructura

Para el diseño de los perfiles W como vigas, se analiza los diagramas de momento, donde se tomará el valor máximo como condición de diseño.

DATOS:

$$Mu_{max} = 614.21 \text{ kip} * \text{in}$$

$$L_b = 0 \text{ ft (por criterio vemos que esta arriostrada por la losa colaborante)}$$

Procederemos a diseñar la viga, pero nos damos cuenta que esta en la zona 1 por lo tanto su comportamiento es plástico

PRIMER PASO:

Hallamos nuestra sección plástica en base a nuestro Mu

$$\phi Mn = 0.9 * Fy * Zr > Mu$$

$$Zx > \frac{Mu}{0.9 * fy}$$

$$Zx > \frac{614.374}{0.9 * 50} = 13.65 \text{ in}^3 \text{ (Modulo de sección plástica que requiere)}$$

De la tabla AISC – LRFD se escoge W10 x 15 → 16 in³ > 13.65 in³OK!

Nota: Había dos formas de diseñar una forma es como lo que acabamos de hacer hallando el Zx pero también hay otra forma más rápida y eficaz seleccionando un perfil que su $\phi b Mpx$ sea mayor que nuestro Mu en la Tabla 3-.2 del AISC.

3.4.2.5 DISEÑO DE CONEXIÓN A CORTE Y POR APLASTAMIENTO

DATOS:

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area de } \phi \frac{5''}{8} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A - 325 = 3375 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{zona incluida la rosca}$$

$$V_u \text{ max} = 15.41 \text{ tn}$$

$$S = 2 \frac{2}{3} d = 3.39 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$$

3.4.2.5.1 VERIFICACION A CORTE

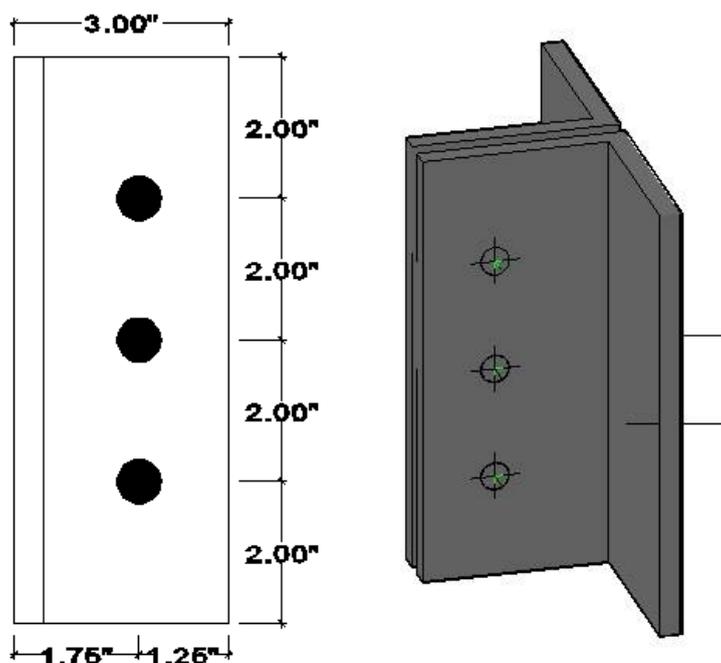


FIGURA 3.7 DETALLES DEL PERFL DOBLE ANGULO 3"X3"X e"

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Se observa en la figura 3.7 la distancia al borde del ángulo para las perforaciones en el ala del ángulo de 3x3 como también sus detalles

$$\emptyset Rn \text{ para un perno} = 0.75 * 3375 * 2 = 5062.5kg$$

$$\emptyset Rn \text{ total para el perfil doble angulo} = 6 * 5062.5 kg$$

$$30375 kg > 15410 kg \dots OK$$

3.4.2.5.2 PREDIMENSIONAMIENTO DEL ESPESO DEL PERFIL DOBLE ANGULO

Predimensionamos el perfil 3" x 3" x e" con la fórmula de resistencia a corte

$$Ant = 2.30 e$$

$$Anv = 33.73 e$$

$$Agt = 3.175 e$$

$$Agv = 38.1e$$

$$0.6 * Fu * Anv = 0.6 * 4570 * 16.75 = 92493.38e$$

$$0.6 * Fy * Agt = 0.6 * 3515 * 3.175 = 6696.08e$$

$$ubs * fu * Ant = 1 * 4570 * 2.46 = 10518.86e$$

$$103012.24 < 17214.93 \rightarrow \text{escogemos el menor}$$

$$e > \frac{15410}{2 * 17214.93} = 0.45cm \approx \frac{3}{8}''$$

3.4.2.5.3 VERIFICACION POR APLASTAMIENTO

PARA EL PRIMER AGUJERO

$$Lc = 5 - \frac{\left(\frac{5}{8} + \frac{1}{16}\right) * 2.54}{2} = 4.13cm$$

$$\emptyset * \frac{1}{2} * Lc * Fu * t < \emptyset * 2.4 * d * t * Fu$$

$$0.75 * \frac{1}{2} * 4.13 * 4570 * \frac{3''}{8} * 2.54 < 0.75 * 2.4 * \frac{5''}{8} * 2.54 * \frac{3''}{8} * 2.54 * 4570$$

$$6741.59kg < 12438.48kg$$

PARA EL SEGUNDO AGUJERO

$$Lc = 5 - \left(\frac{5}{8} + \frac{1}{16} \right) * 2.54 = 3.25 \text{ cm}$$

$$\emptyset * \frac{1}{2} * Lc * Fu * t < \emptyset * 2.4 * d * t * Fu$$

$$0.75 * \frac{5}{8}'' * 3.25 * 4570 * \frac{3}{8}'' * 2.54 < 0.75 * 2.4 * \frac{5}{8}'' * 2.54 * \frac{3}{8}'' * 2.54 * 4570$$

$$6631.41 < 12438.48$$

Escogemos el más crítico el que presenta menor resistencia en el perfil doble Angulo. Por lo tanto, nuestro 3 pernos de 5/8'' en la conexión doble Angulo cumple los requisitos de resistencia.

$\therefore \emptyset Rn \text{ total pernos de } \frac{5}{8}''$

$$\rightarrow 6741.59 * 2 + 6631.41 * 4 = 40008.82 \text{ kg} > 15410 \text{ kg} \dots \dots \text{OK!!}$$

3.4.2.6 DISEÑO DE COLUMNAS W

Empezamos a diseñar a columna más esforzada analizando para hallar su valor "K" vemos la tabla 5.2 del libro de McCormac y Csernak. Nuestro "K" es 2.1 y analizando el sistema en la mitad esta arriostrado por la losa colaborante

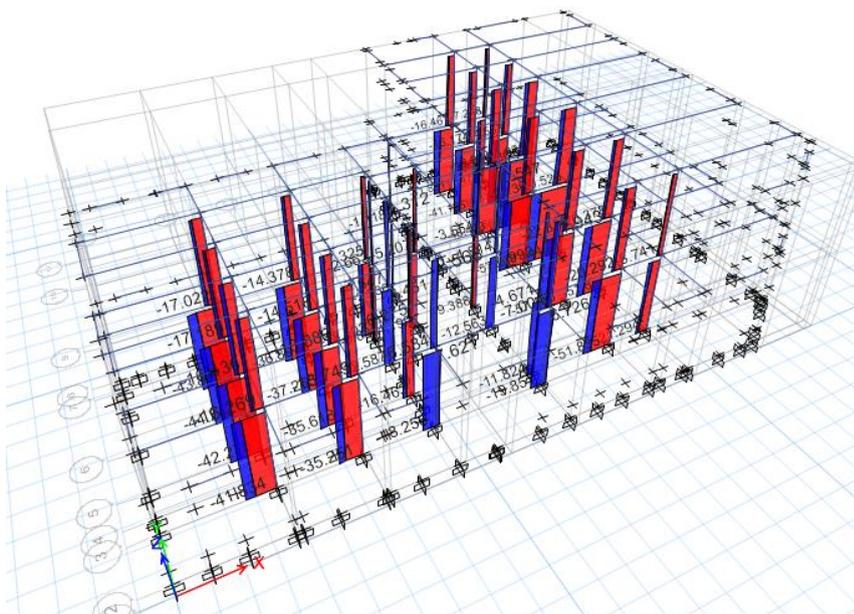


FIGURA 3.8 VISTA EN 3D DE FUERZAS AXIALES Y CORTANTES

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.8 se muestra en una vista 3D las solicitaciones de fuerzas axiales y cortantes en las columnas de perfiles W

DATOS:

$$P_u = 78.58 \text{ Klb}$$

$$L = 4.7 \text{ m} = 185.04 \text{ in}$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 3515.29 \text{ kg/cm}$$

En el diseño de columnas usaremos el método de análisis directo que según el libro de McCormac en la página 200 capítulo 7 nos habla, que podemos eliminar el requisito de calcular el factor de longitud efectiva K con nomogramas por lo tanto se establece $K=1$ este es un valor muy conservador y nos resulta un análisis que puede traer algunos ahorros

3.4.2.6.1 PREDIMENSIONAMIENTO DEL PERFIL W

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5 * f_y}$$

$$A_g \geq \frac{78.45}{0.5 * 50} = 3.14 \text{ in}^2$$

$$\frac{KL}{r_{\text{minimo}}} < 200 = \frac{1 * 185.04}{200} < 200$$

$$r > 0.93 \text{ in}$$

En un capítulo del libro diseño en estructuras metales de McCormac y Csernak nos habla que el ancho del patín en las alas de la columna sea mayor o igual que el ancho del patín de la viga por lo tanto asumimos W10 x 49 a pesar de que es muy sobredimensionada

$$A_g = 14.4 \text{ in}^2$$

$$r_x = 4.35 \text{ in} \quad r_y = 2.54 \text{ in}$$

3.4.2.6.2 VERIFICACION POR PANDEO LOCAL

$$\text{Ala : } \frac{bf}{2tf} < 0.56\sqrt{(E/f_y)}$$

$$8.62 \leq 13.48 \text{ CORRECTO!!}$$

$$\text{Alma : } \frac{h}{tw} = \frac{d - 2k}{tw} < 1.49\sqrt{(E/f_y)}$$

$$23.18 \leq 35.88 \text{ CORRECTO!!}$$

3.4.2.6.3 DETERMINAMOS LA FUERZA RESISTENTE

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \max < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

72.85 < 113.43 → ∴ Su comportamiento es un pandeo inelástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * r}{L} \max\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 29000}{72.85^2} = 53.93$$

$$\therefore F_{cr} = 0.658^{f_y} * f_y = 33.92 \text{ Ksi}$$

$$\therefore \phi P_n = 0.9 * F_{cr} * A_g$$

$$\therefore \phi P_n = 0.9 * 33.92 * 14.4 = 439.59 \text{ Klb} > 78.58 \text{ Klb} \dots \dots \text{OK!!}$$

Nota: Nuestro perfil W10x49 cumple las verificaciones por lo tanto hemos cumplido con todos los requisitos

3.4.2.7 DISEÑO DE PLACA METALICA PARA EL PERFIL W 10 X 49

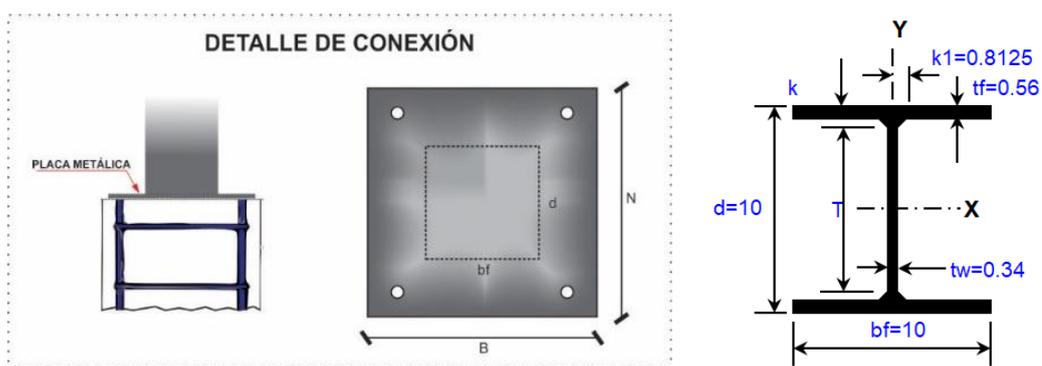


FIGURA 3.9 VISTA DEL PERFIL Y DETALLE DE CONEXION

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.9 muestra detalles de las placas, para las conexiones con los pedestales de concreto armado

DATOS:

Carga axial máxima: 78.58 klb

$f'c=3$ kip

Sección del perfil: 100plg2

3.4.2.7.1 ENSAYO DE PLACA DE 12 X 12 "

Se prueba una placa e 12x12 considerando 2" de espacio por lado para la ubicación del perno.

$$\text{Área del pedestal (A1)} = 16x16" = 256plg2$$

$$\text{Área de la placa (A2)} = 12x12" = 144plg2$$

Se tiene que:

$$\Psi = \sqrt{\frac{A1}{A2}} = \sqrt{\frac{256}{144}} = 1.33$$

Recalculando los valores de A1 donde $\phi = 0.65$ (LRFD)

$$A1 = \frac{Pu}{\phi * 0.85 * f'c * \Psi}$$

$$A1 = \frac{78.58}{0.65 * 0.85 * 3 * 1.33}$$

$$A1 = 35.56plg2$$

Comparando el A1 obtenida recalculada se determina que es mucho menor que el área determinada por la sección de la columna, por lo que se conserva la sección de 12x12"

3.4.2.7.2 VERIFICACION DE RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$\phi P_p = \phi * 0.85 * f'c * A1 * \Psi$$

$$\phi P_p = 0.65 * 0.85 * 3 * 16^2 * 1.33$$

$$\phi P_p = 564.35klb$$

$$\text{Donde: } \phi P_p > Pu$$

3.4.2.7.3 CALCULO DEL ESPESOR REQUERIDO PARA LA PLACA BASE

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{12 - 0.95 * 4}{2} = 4.1$$

$$n = \frac{B - 0.8 * bf}{2} = \frac{12 - 0.8 * 4}{2} = 4.4$$

$$n' = \frac{\sqrt{d * bf}}{4} = \frac{\sqrt{12 * 12}}{4} = 3$$

$l = \text{valor máximo de } (m, n, n')$

$$\text{Espesor} = l * \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 * Fy * B * N}}$$

$$\text{Espesor} = 4.4 * \sqrt{\frac{2(78.58)}{0.9 * 36 * 12 * 12}}$$

$$\text{Espesor} = 0.87plg$$

∴ Se selecciona una placa de 12x12x1" de espesor A – 36

3.4.2.8 DISEÑO DE PLACAS

3.4.2.8.1 VERIFICACION DE CONFINAMIENTO

$$\frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * Lx}{Ig} \leq 0.2f'c$$

$$\frac{25.75}{0.25 * 2.9} + \frac{106.61 * \frac{2.9}{2}}{\frac{0.25 * 2.9^3}{12}} \leq 0.2 * 2100$$

$$245 \leq 0.2 * 2100$$

$$245 \frac{tn}{m^2} \leq 420 \frac{tn}{m^2} \dots \text{OK!!}$$

No requiere confinamiento, no obstante La norma técnica peruana E060 en el capítulo 21 establece que las placas de concreto armado deben poseer elementos de borde.

$$P_{cabeza} = \frac{Mu}{Lm} + \frac{Pu}{2}$$

$$P_{cabeza} = \frac{106.61}{2.9} + \frac{25.75}{2}$$

$$P_{cabeza} = 49.64 \text{ Tn}$$

3.4.2.8.2 CALCULO DE LONGITUD DE LA CABEZA

$$0.85 * 2900 * a * b = 49.64$$

$$0.85 * 2900 * a * 0.25 = 49.64$$

$$a = 0.08 \text{ m}$$

3.4.2.8.3 CALCULO DE PERALTE EFECTIVO

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.9 * 0.85 * 210 * 25}}$$

$$a = 232 - \sqrt{232^2 - \frac{2 * 106.61 * 100000}{0.9 * 0.85 * 210 * 25}}$$

$$a = 11.74 \text{ cm}$$

$$As = \frac{11.74 * 25 * 210 * 0.85}{4200}$$

$$As = 12.47 \text{ cm}^2$$

Para satisfacer el área de acero $as=12.47$ se escoge 4 barras corrugadas de $\frac{3}{4}$ " y 2 de $\frac{1}{2}$ "

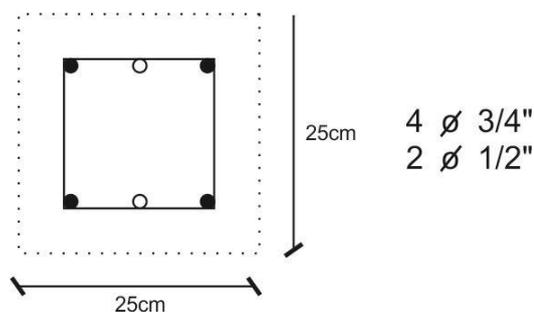


FIGURA 3.10 DETALLE DE UNA COLUMNA DENTRO DE UN MURO DE CONCRETO ARMADO

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.10 muestra detalles de una columna dentro de un muro de concreto armado que colocamos para que reciba las cargas de una viga W y esta placa de concreto de armado tenga una mejor de distribución de esfuerzos

Cálculo del peralte efectivo 0.8 de la longitud del muro

$$d = 0.8 * 2.90$$

$$d = 2.32m$$

3.4.2.8.4 VERIFICACION POR CORTE

$$\frac{hm}{Lm} = \frac{9.40m}{2.9m} = 3.24$$

$$Vc = Acm * \alpha_c * \sqrt{f'c}$$

$$Vc = 25 * 0.53 * 290 * \sqrt{210}$$

$$Vc = 55683.16kg$$

$$\emptyset Vc = 47.33tn$$

$$\frac{\emptyset Vc}{2} = 23.67tn$$

Donde: $Vu \leq \frac{\emptyset Vc}{2}$

Por lo tanto, la cuantía mínima para el acero vertical y horizontal será:

$$\rho_h = 0.002$$

$$\rho_v = 0.0015$$

Para barras de acero de 3/8"

$$A_{sh} = 0.002 * 100 * 25 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 0.0015 * 100 * 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

3.4.2.8.5 CALCULO DEL ESPACIAMIENTO ENTRE LOS ACEROS VERTICALES Y HORIZONTALES

$$S_v = \frac{0.71 * 100 * 2}{5} = 28 \text{ cm}$$

$$S_h = \frac{0.71 * 100 * 2}{3.75} = 37.85 \text{ cm}$$

3.4.2.8.6 DISEÑO DE REFUERZO VERTICAL PARA TRANSMISION DE CARGAS AXIALES EN EL ALMA DEL MURO

Carga Axial Maxima	P1=51.06 tn
Carga de Flexocompresion X máxima (combinacion)	P2= 25.75 tn
	M2= 1.26 tn.m

Fy	4200 kg/cm ²
cuantía min	1%
F'c	210 kg/cm ²

3.4.2.8.6.1 PREDISEÑO PARA LA CARGA AXIAL

$$A_{g1} = \frac{1.1Pu1}{0.45 * (f_c * \rho * f_y)}$$

$$A_{g1} = \frac{1.1(51.06) * 1000}{0.45 * (210 * 0.01 * 4200)}$$

$$A_{g1} = 495.29 \text{ cm}^2$$

3.4.2.8.6.2 PREDISEÑO PARA LA CARGA EN FLEJO COMPRESION CARGA AXIAL

$$Ag2c = \frac{1.1 * Pu}{0.45 * (fc * \rho * fy)}$$

$$Ag2c = \frac{1.1 * 25.75 * 1000}{0.45 * (210 * 0.01 * 4200)}$$

$$Ag2c = 246.78 \text{ cm}^2$$

3.4.2.8.6.3 PREDISEÑO PARA LA CARGA EN FLEJO COMPRESION PARA EL MOMENTO FLECTOR

:

$$Ag2f = \frac{1.1 * 130 * Mu2x}{fy}$$

$$Ag2f = \frac{1.1 * 130 * 1.26 * 100000}{4200}$$

$$Ag2f = 4290 \text{ cm}^2$$

3.4.2.8.6.4 PREDIMENSIONAMIENTO

$$Ag2 = \sqrt{246.78^2 + \left(\frac{4290}{25}\right)^2}$$

$$Ag2 = 300.58 \text{ cm}^2$$

$$b = \frac{Ag2}{h}$$

$$b = \frac{300.58}{25}$$

$$b = 12.02 \text{ cm}$$

Se diseñará una columna de 0.25x0.25m

Área del concreto: 25x25cm²

Área del concreto: 625cm²

El refuerzo para el prediseño es una razón del 1% del área bruta de la sección, este refuerzo (según el criterio inicial de pre diseño) se debe colocar en las zonas externas de la columna.

$$Asl = 1\% * Ag$$

$$Asl = 0.01 * 625cm^2$$

$$Asl = 6.25cm^2$$

Por lo tanto, para que se cumpla la cantidad total de refuerzo, se colocará la mitad del refuerzo calculado en cada uno de los extremos de la columna prediseñada.

$$Asl1 = 3.125cm^2$$

$$Asl2 = 3.125cm^2$$

Cantidad de acero necesaria:

CANT	ACERO	A(cm2)
	1/4	0.32
	3/8	0.71
	1/2	1.27
2	5/8	1.98
	3/4	2.85
	1	5.1
	1 1/4	7.92
	1 3/8	5.58
	1 1/2	11.4

$$\therefore As1 = As2 = 3.96cm^2$$

3.4.2.8.6.5 COMPROBANDO RESISTENCIA DE LA SECCION (COMPRESION PURA)

$$Pn1 = 0.85 * fc * (Ag - As) + As * Fy$$

$$Pn1 = 0.85 * 210 * (625 - 3.96) + 3.96 * 4200$$

$$Pn1 = 127.488TN$$

$$Pu = 0.8 * 0.7 * Pn1$$

$$Pu = 0.8 * 0.7 * 127.488$$

$$P_u = 71.40$$

$$M_n = 0TN$$

3.4.2.8.6.6 COMPROBANDO RESISTENCIA DE LA SECCION (TRACCION PURA)

$$P_{n2} = -A_s * F_y$$

$$P_{n2} = -3.96 * 4,2$$

$$P_{n2} = -16.63TN$$

$$P_{u2} = 0.9 * P_{n2}$$

$$P_{u2} = -0.9 * 16.63$$

$$P_{u2} = -14.97tn$$

$$M_{n2} = 0tn - m$$

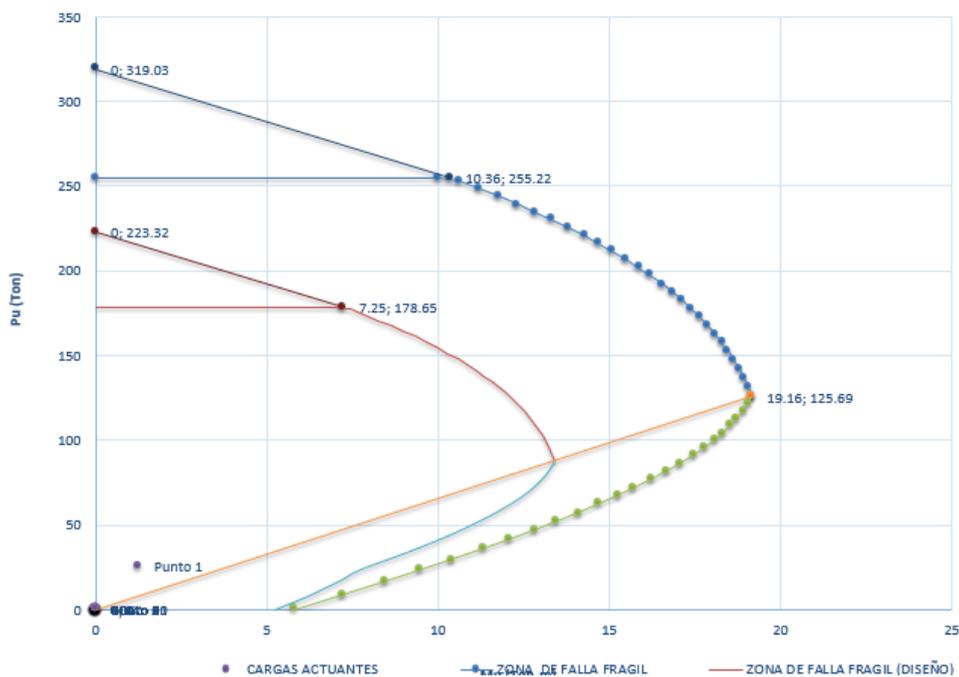


FIGURA 3.11 DIAGRAMA DE INTERACCION

Fuente: Elaboración Propia (2018)

El diagrama de interacción mostrado en la figura 3.11 nos da a conocer el comportamiento dúctil del muro estructural, debido a que el punto 1 se encuentra dentro de la curva del diagrama de interacción.

3.4.2.9 DISEÑO DE VIGA DE ACOPLAMIENTO ENTRE PLACAS

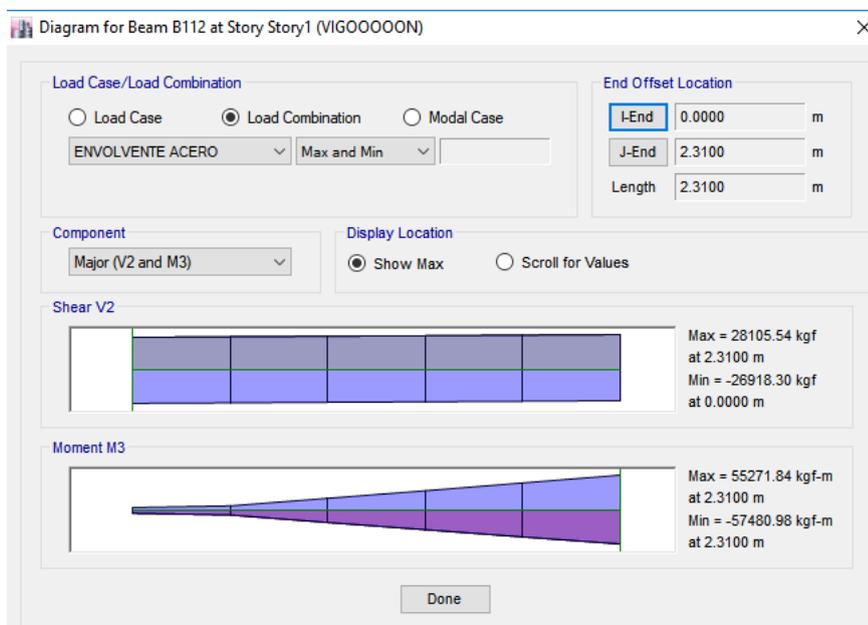


FIGURA 3.12 RESULTADOS DE CORTE Y MOMENTO DE LA VIGA DE ACOPLAMIENTO MAS ESFORZADA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.12 muestran las fuerzas internas tanto el momento máximo como el cortante máximo que existen en las vigas de acople

DATOS:

$$V_u = 28105.54 \text{ kg}$$

$$L = 2.31 \text{ m}$$

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 1.3 \text{ m}$$

3.4.2.9.1 VERIFICACION

Para el diseño de vigas de acoplamiento entre placas primero debemos verificar si este necesita refuerzo diagonal o no

$$\frac{Ln}{h} = \frac{2.31m}{1.3m} = 1.77 < 2$$

$$Vu > 0.33 * Acw * \sqrt{f'c}$$

$$28105.54 \text{ kg} > 0.33 * 130 * 25 * \sqrt{210} = 15542 \text{ kg}$$

Por lo tanto al verificarse anteriormente según la norma técnica peruana E.060 procederemos a diseñar con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz

3.4.2.9.2 DISEÑO DE BARRAS CRUZADAS DIAGONALMENTE

DATOS:

$$\alpha = 20^\circ$$

$$Acw = 130 * 25 = 3250 \text{ cm}^2$$

$$0.83 * Acw * \sqrt{f'c} = 39090.49 \text{ kg}$$

$$\frac{Vu}{2 * fy * \text{sen } \alpha} < Avd$$

$$\frac{28105.54 \text{ kg}}{2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \text{sen } 20} < Avd$$

$$9.78 \text{ cm}^2 < Avd \quad \therefore Avd = 4\emptyset \frac{3''}{4} = 11.36 \text{ cm}^2$$

$$Vn = 2 * Avd * fy * \text{sen } \alpha \leq 0.83 * Acw * \sqrt{f'c}$$

$$Vn = 2 * 11.36 * 4200 * \text{sen } 20 \leq 0.83 * 3250 * \sqrt{210}$$

$$Vn = 32636.93 \text{ kg} \leq 39090.49 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK!!}$$

$$\text{ancho entre refuerzos} \rightarrow 0.5 bw = 0.5 * 25 \text{ cm} = 12.5 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

$$\text{alto entre refuerzos} \rightarrow 0.2 bw = 0.2 * 25 \text{ cm} = 5 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

$$S < 6db = 6 * \frac{3''}{4} * 2.54 = 11.43 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Estribos de } \phi \frac{3''}{8} \text{ a lo largo de los refuerzos @ 10 cm}$$

Asumimos la fórmula de longitud de desarrollo de los dos grupos de barras de refuerzo que se encuentra fuera de la viga y dentro de los muros de concreto armado del libro de Diseño Estructural de Concreto Armado de la Doctora en Ingeniería Civil María Graciela Fratelli

$$L_{ah} = 0.15 * f_y * \frac{db}{\sqrt{f'_c}} = 0.15 * 4200 * \frac{\frac{3}{4} * 2.54}{\sqrt{210}} = 82.81 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

3.4.2.9.3 DISEÑO DE VIGA

Como bien sabemos nuestra viga presenta una gran dimensión por lo tanto no va a sufrir flexión por lo tanto según la norma técnica peruana E.060 adicionalmente nos dice que se debe colocar un refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal de la viga con una cuantía mínima de 0.0025 y con un espaciamiento que sea menor a 25 cm

$$A_v = 0.0025 * 25 * 130 = 8.13 \text{ cm}^2 \quad \therefore 8\phi \frac{1''}{2}$$

$$A_h = 0.0025 * 25 * 130 = 8.13 \text{ cm}^2$$

$$S_h = \frac{1.29}{8.13} * 231 = 36.65 \text{ cm} \rightarrow S_{max} = 25 \text{ cm}..OK!!$$

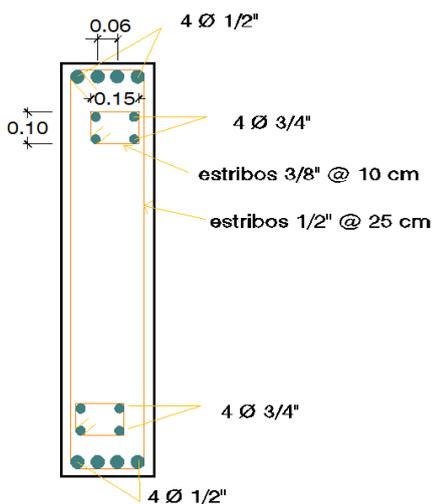


FIGURA 3.13 DETALLES DE REFUERZO DE LA VIGA DE ACOPLA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.13 muestra los detalles de refuerzo de la viga de acople en base al análisis e interpretación de nuestra norma E.060

3.4.3 NAVE INDUSTRIAL

3.4.3.1 DATOS GENERALES

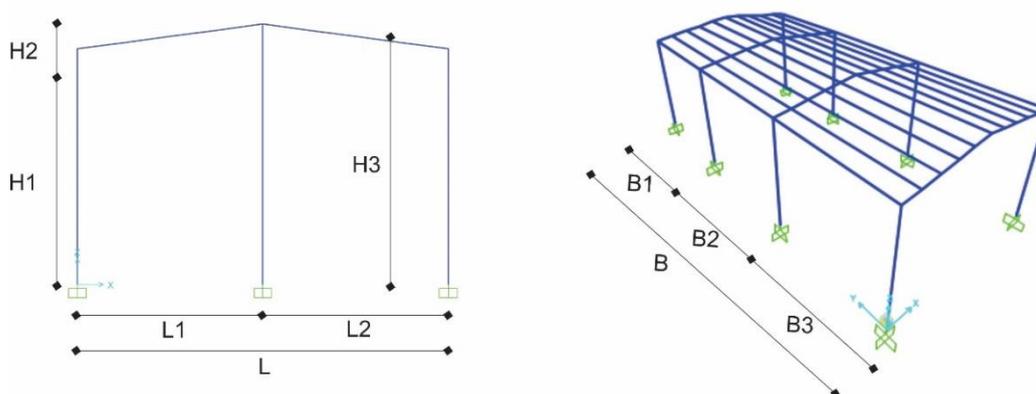


FIGURA 3.14 VISTA EN 3D Y ELEVACION DE LA NAVE INDUSTRIAL

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.14 muestra el sistema estructural en 3D de la nave industrial mediante elementos frame con el programa SAP 2000.

$$L = 15.46m \quad B = 7.44m \quad H1 = 4.75m$$

$$H2 = 4.75 \quad H3 = 5.00m \quad \theta = 3.70^\circ$$

3.4.3.2 CARGAS DE VIENTO SEGÚN ASCE 7-10

3.4.3.2.1 CALCULO DE LA VELOCIDAD DE VIENTO

Para el cálculo de la velocidad de viento, se recurren a los registros nacionales, donde se establece una velocidad de 50m/h para edificios de 10 metros de altura.

Según la norma ASCE 7-10, la mínima velocidad para el diseño será de 75km/h. ó 20.83m/s

3.4.3.2.2 FACTOR DIRECCIONALIDAD

Para categoría edificios, cerramientos y componentes, factor $K_d=0.85$

3.4.3.2.3 CATEGORIA DE EXPOSICION

La gobernación de Tacna presenta una altura mayor a 9.1mts, tiene una distancia mayor que 792m, donde la distancia es de 957.99mts

SE DEFINE UNA **CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN TIPO B**

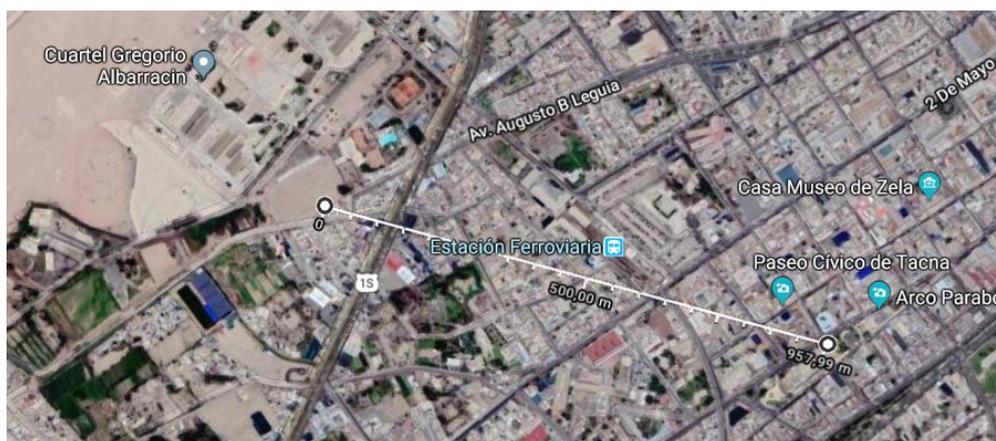


FIGURA 3.15 VISTA SATELITAL EN PLANTA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.15 muestra la distancia desde la gobernación de Tacna a la zona con descampado más cercano.

3.4.3.2.4 FACTOR TOPOGRÁFICO

La gobernación de Tacna no cumple con ninguno de los requerimientos para considerar efectos topográficos, por lo tanto, K_{zt} **tomará el valor de 1**

3.4.3.2.5 FACTOR EFECTO RÁFAGA

Por las dimensiones se considera un EDIFICIO BAJO. Donde efecto ráfaga para edificios rígidos **$G=0.85$**

3.4.3.2.6 CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTO

3.4.3.2.6.1 AREAS DE VENTANA Y PUERTAS LADO A (PATIO)

AREA DE MURO:70M²

V1=5.5m²

V2=3.54 m²

P1=8.9 m²

P2=1.24 m²

3.4.3.2.6.2 AREAS DE VENTANA Y PUERTAS LADO B (PASADIZO)

AREA DE MURO:70M²

V3=4.4 m²

P3=3.8 m²

P4=1.24 m²

TABLA 3.9 CLASIFICACION DE CERRAMIENTOS

TIPO DE CERRAMIENTO	CONDICIONALES	DEFINICIONES
Edificio parcialmente cerrado	$A_o > 1.1A_{oi}$ 19m² > 10.56m²	$A_o = V_1 + V_2 + P_1 + P_2 = 5.5 + 3.54 + 8.9 + 1.24 = 19.18m^2$ $A_{oi} = P_3 + P_4 + V_3 = 3.8 + 4.4 + 1.24 = 9.6m^2$
	$A_o > 0.37m^2$ ó $0.01A_t$ 19m² > 0.37m² (menor) $19m^2 > 0.7m^2$	$A_t = 70m^2$
	$A_{oi}/A_t < 0.20$ 0.13 < 0.20	

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La Tabla 3.9 muestra el cálculo del área para la clasificación de cerramientos de la nave industrial.

Por lo tanto, $GC_{pi} \pm 0.55$

3.4.3.2.7 COEFICIENTE DE EXPOSICION DE PRESION DE VELOCIDAD

Para una categoría de exposición B. De acuerdo al plano se tiene las siguientes alturas.

$$\text{Altura de la columna } H1 = 4.75\text{mts}$$

$$\text{Altura de la columna más } 0.5 \text{ de la diferencia entre la altura de la columna y la cumbrera } H3 = 5.00\text{mts}$$

Según la tabla ASCE 7-10 TABLA 27.3-1

$$K_z = 0.62$$

$$K_h = 0.62$$

3.4.3.2.8 PRESION DE VELOCIDAD

$$q_z, q_h = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 \quad (N/m^2)$$

$$q_z, q_h = 0.613(0.62)(1)(0.85)(20.83)^2 \quad \left(\frac{N}{m^2}\right)$$

$$q_z, q_h = 140.17 \text{ Pa}$$

Donde q_h y q_z están asociados a sotavento y barlovento respectivamente.

3.4.3.2.9 COEFICIENTE DE PRESION EXTERNAS C_p

$$\text{Relación entre } L/B = 2.078$$

Según la tabla coeficientes de presión para pared.

$$\text{Muro de barlovento } C_{ppb} = 0.8$$

$$\text{Muro de sotavento } C_{pps} = -0.3$$

$$\text{Pared lateral } C_{ppt} = -0.7$$

$$\text{Relación } = H1/L = 0.307$$

Distancia al borde del barlovento.

$$L/2 = 7.73$$

$$H1/2 = 2.38$$

SEGÚN LA TABLA COEFICIENTE DE PRESIÓN C_p EN TECHOS, SE TIENE.

$$\text{Techo barlovento } 1 C_{ptb1} = -0.5$$

$$\text{Techo barlovento } 2 C_{ptb2} = -0.18$$

3.4.3.2.10 CASOS DE CARGAS DE VIENTO

3.4.3.2.10.1 CASOS 1-2

$$\text{Paredes Barlovento } Q_{ppb} = (q_z \cdot G \cdot C_{ppb} + q_h \cdot G C_{PI}) = (N/m^2)$$

$$Q_{ppb} = (140.17 \cdot 0.85 \cdot 0.8 + 140.17 \cdot 0.55) = \mathbf{172.41 N/m^2}$$

$$\text{Paredes Sotavento } Q_{vps} = (q_h \cdot G \cdot C_{pps} + q_h \cdot G C_{PI}) \cdot B1 \quad (N/m^2)$$

$$Q_{pps} = (140.17 \cdot 0.85 \cdot (-0.3) + 140.17 \cdot 0.55) \cdot 5.4 = \mathbf{41.35 N/m^2}$$

$$\text{Paredes Lateral } Q_{ppt} = (q_h \cdot G \cdot C_{ppt} + q_h \cdot G C_{PI}) \quad (N/m^2)$$

$$Q_{ppt} = (140.17 \cdot 0.85 \cdot (-0.7) + 140.17 \cdot 0.55) = \mathbf{-6.31 N/m^2}$$

$$\text{Techo Barlovento } Q_{vpb1} = (q_h \cdot G \cdot C_{ptb1} + q_h \cdot G C_{PI}) \quad (N/m^2)$$

$$Q_{vpb1} = (140.17 \cdot 0.85 \cdot (-0.5) + 140.17 \cdot 0.55) = \mathbf{17.52 N/m^2}$$

$$\text{Techo Barlovento } Q_{vpb2} = (q_h \cdot G \cdot C_{ptb1} + q_h \cdot G C_{PI}) \cdot B1 \quad (N/m^2)$$

$$Q_{vpb2} = (140.17 \cdot 0.85 \cdot (-0.18) + 140.17 \cdot 0.55) = \mathbf{55.65 N/m^2}$$

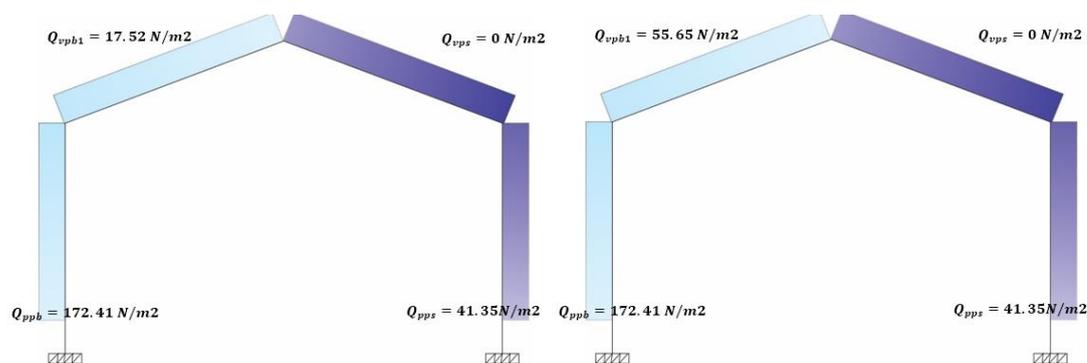


FIGURA 3.16 CARGAS DE VIENTO CASOS 1-2 DEL ASCE 7-10

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.16 muestra los casos 1-2 de cargas de viento en ambos sentidos tanto barlovento como sotavento que se puede presentar en nuestro pórtico mayor solicitado de nuestra nave industrial

3.4.3.2.10.2 CASOS 3-4

$$\text{Paredes Barlovento } Q_{ppb} = (q_z \cdot G \cdot C_{ppb} - q_h \cdot GC_{PI}) = (N/m^2)$$

$$Q_{ppb} = (140.17 * 0.85 * 0.8 - 140.17 * 0.55) = \mathbf{18.22 N/m^2}$$

$$\text{Paredes Sotavento } Q_{pps} = (q_h \cdot G \cdot C_{pps} - q_h \cdot GC_{PI}) (N/m^2)$$

$$Q_{pps} = (140.17 * 0.85 * (-0.3) - 140.17 * 0.55) = \mathbf{-112.84 N/m^2}$$

$$\text{Paredes Lateral } Q_{ppt} = (q_h \cdot G \cdot C_{ppt} - q_h \cdot GC_{PI}) (N/m^2)$$

$$Q_{ppt} = (140.17 * 0.85 * (-0.7) - 140.17 * 0.55) = \mathbf{-160.50 N/m^2}$$

$$\text{Techo Barlovento } Q_{vpb1} = (q_h \cdot G \cdot C_{ptb1} - q_h \cdot GC_{PI}) \cdot B1 (N/m^2)$$

$$Q_{vpb1} = (140.17 * 0.85 * (-0.5) - 140.17 * 0.55) * 5.4 = \mathbf{-136.67 N/m^2}$$

$$\text{Techo Barlovento } Q_{vpb2} = (q_h \cdot G \cdot C_{ptb1} - q_h \cdot GC_{PI}) \cdot B1 (N/m^2)$$

$$Q_{vpb2} = (140.17 * 0.85 * (-0.18) - 140.17 * 0.55) * 5.4 = \mathbf{-98.54 N/m^2}$$

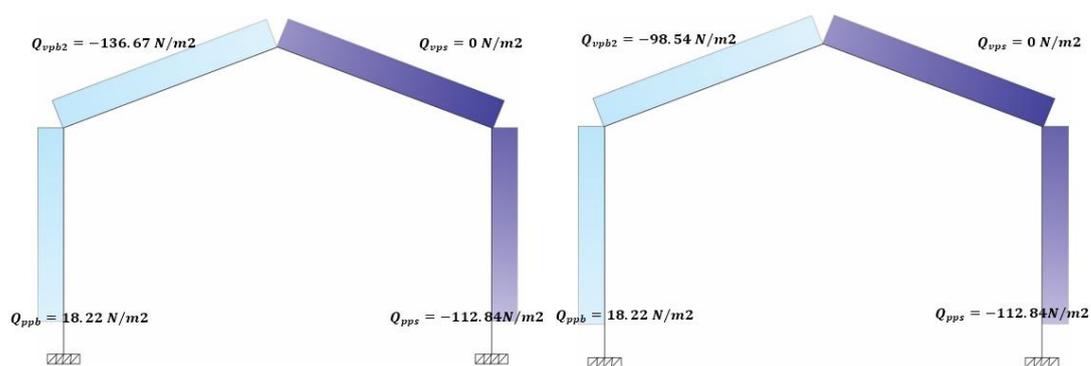


FIGURA 3.17 CARGAS DE VIENTO CASOS 3-4 DEL ASCE 7-10

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.17 muestra los casos 3-4 de cargas de viento en ambos sentidos tanto barlovento como sotavento que se puede presentar en nuestro pórtico mayor solicitado de nuestra nave industrial

Siendo la mayor carga de viento:

$$\text{Techo Barlovento } Q_{vpb1} = (q_h \cdot G \cdot C_{ptb1} - q_h \cdot G C_{PI}) \cdot B1 \quad (N/m^2)$$

$$Q_{vpb1} = (140.17 \cdot 0.85 \cdot (-0.5) - 140.17 \cdot 0.55) \cdot 5.4 = -136.67 N/m^2$$

Donde: $-136.67 N/m^2 = 13.93 Kg/m^2$

Por lo tanto según los requerimientos mínimos de la norma ASCE 7-10

CONSTRUCCIONES CERRADAS / PARCIALMENTE CERRADAS	CONSTRUCCIONES ABIERTAS
Paredes-----80kg/m2	Paredes y Techos-----80kg/m2
Techos-----40kg/m2	

Donde las cargas mínimas para la cobertura serían 80kg/m² para paredes y 40kg/m² para techos.

3.4.3.3 CARGAS DE VIENTO SEGÚN NTP E.020

La velocidad de diseño del viento hasta 10m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación, pero no menos de 75km/h. la velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

Por lo que la velocidad del viento será de 75km/h

3.4.3.3.1 CÁLCULO DEL FACTOR C PARA CARGA EXTERIOR DE VIENTO

Para superficies inclinadas a 15° o menos obtenemos el valor de "c" de la tabla 2.8:

$$FACTOR C \text{ BARLOVENTO} = +0.3$$

$$FACTOR C \text{ SOTAVENTO} = -0.6$$

$$FACTOR C \text{ MUROS} = \pm 3$$

Ancho tributario = 5.4m

$$P_h = 0.005C.V_h^2$$

$$P_{h1} = 0.005(+0.3).(75)^2 * (5.4) = 45.56$$

$$P_{h2} = 0.005(-0.6).(75)^2 * (5.4) = -91.10$$

$$P_{h3} = 0.005(\pm 0.3).(75)^2 * (5.4) = \pm 45.56$$

$$P_{h4} = 0.005(+0.8).(75)^2 * (5.4) = 121.5$$

Donde se tiene los siguientes casos

3.4.3.3.2 CASO 1

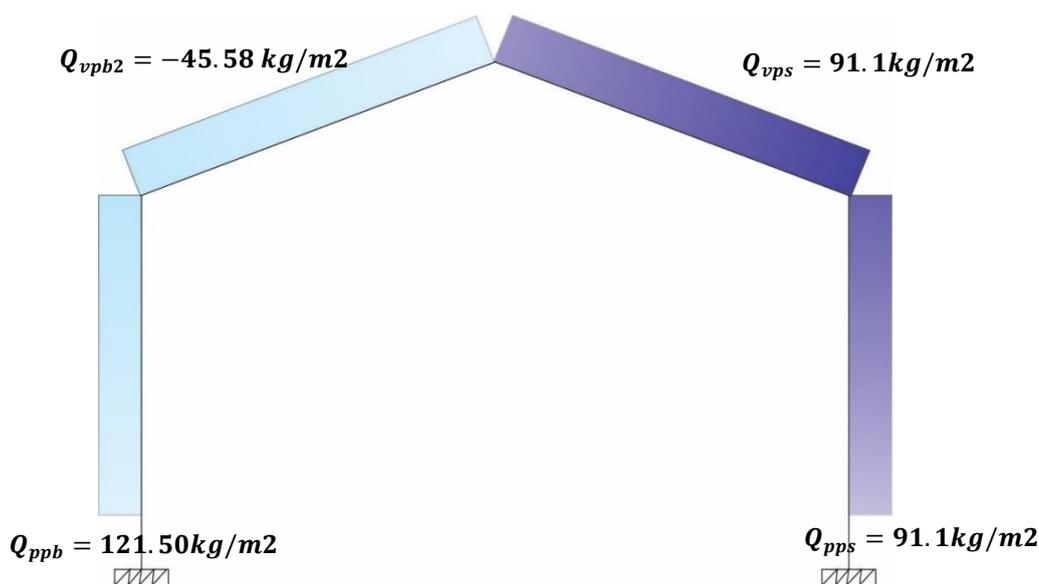


FIGURA 3.18 CARGAS DE VIENTO CASO 1 DE LA NORMA E.020

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.18 muestra el caso 1 que presenta las cargas de viento en ambos sentidos tanto barlovento como sotavento que se puede presentar en nuestro pórtico mayor solicitado de nuestra nave industrial

3.4.3.3.3 CASO 2

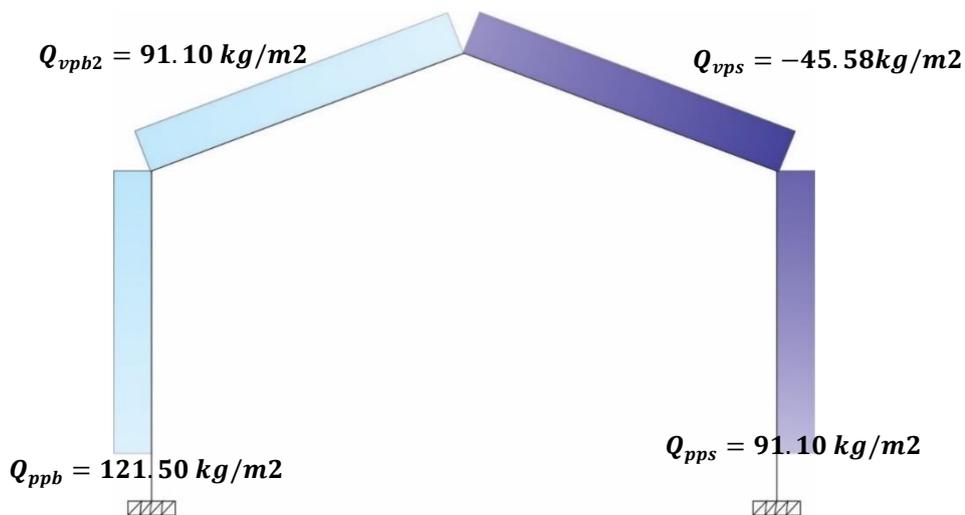


FIGURA 3.19 CARGAS DE VIENTO CASO 2 DE LA NORMA E.020

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.19 muestra el caso 2 que presenta las cargas de viento en ambos sentidos tanto barlovento como sotavento que se puede presentar en nuestro pórtico mayor solicitado de nuestra nave industrial

3.4.3.3.4 CASO 3

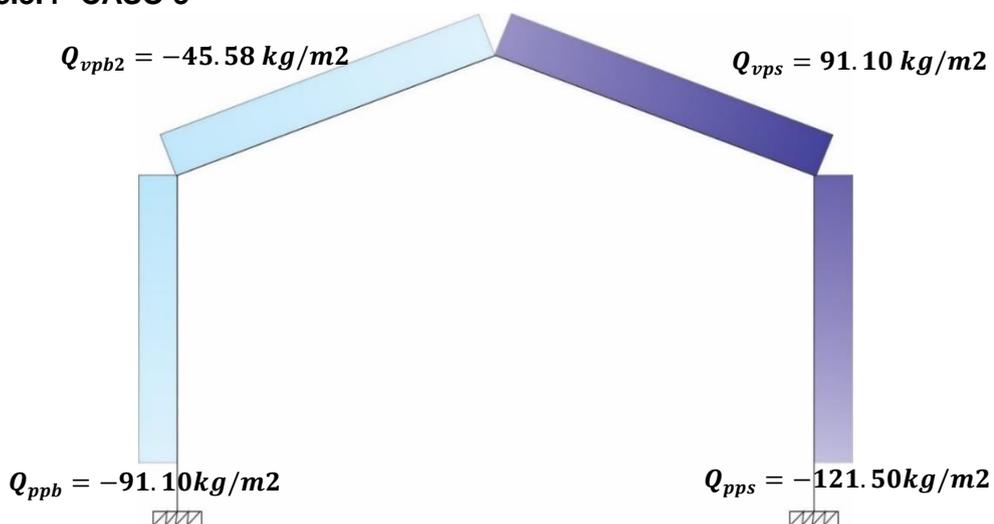


FIGURA 3.20 CARGAS DE VIENTO CASO 3 DE LA NORMA E.020

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.20 muestra el caso 3 que presenta las cargas de viento en ambos sentidos tanto barlovento como sotavento que se puede presentar en nuestro pórtico mayor solicitado de nuestra nave industrial

3.4.3.3.5 CASO 4

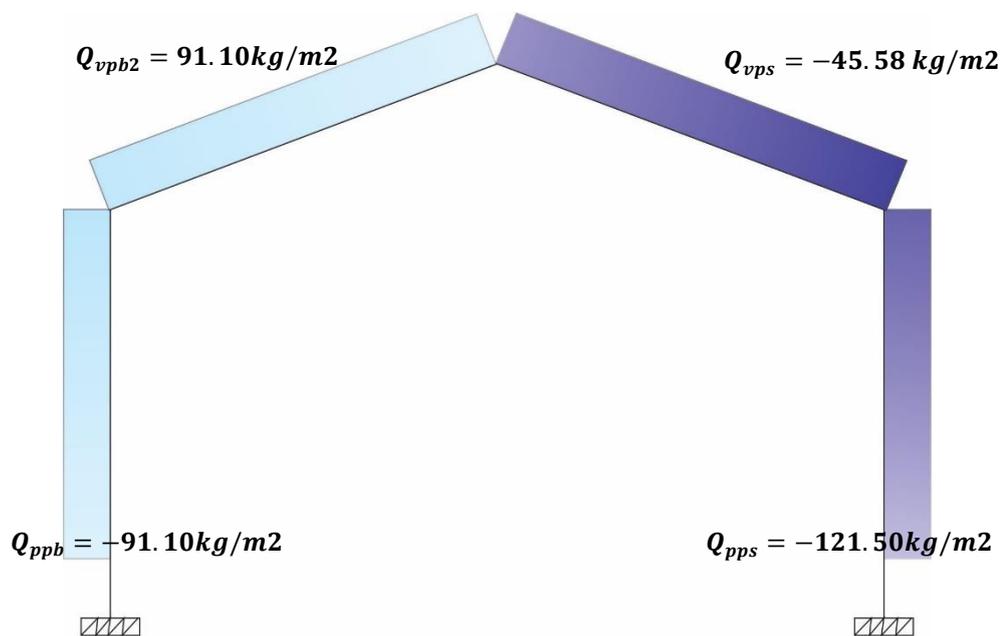


FIGURA 3.21 CARGAS DE VIENTO CASO 4 DE LA NORMA E.020

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.21 muestra el caso 4 que presenta las cargas de viento en ambos sentidos tanto barlovento como sotavento que se puede presentar en nuestro pórtico mayor solicitado de nuestra nave industrial

3.4.3.4 DISEÑO MAS CRITICO SE UTILIZARÁ LA NTP E.020

Según el análisis de cargas se obtiene:

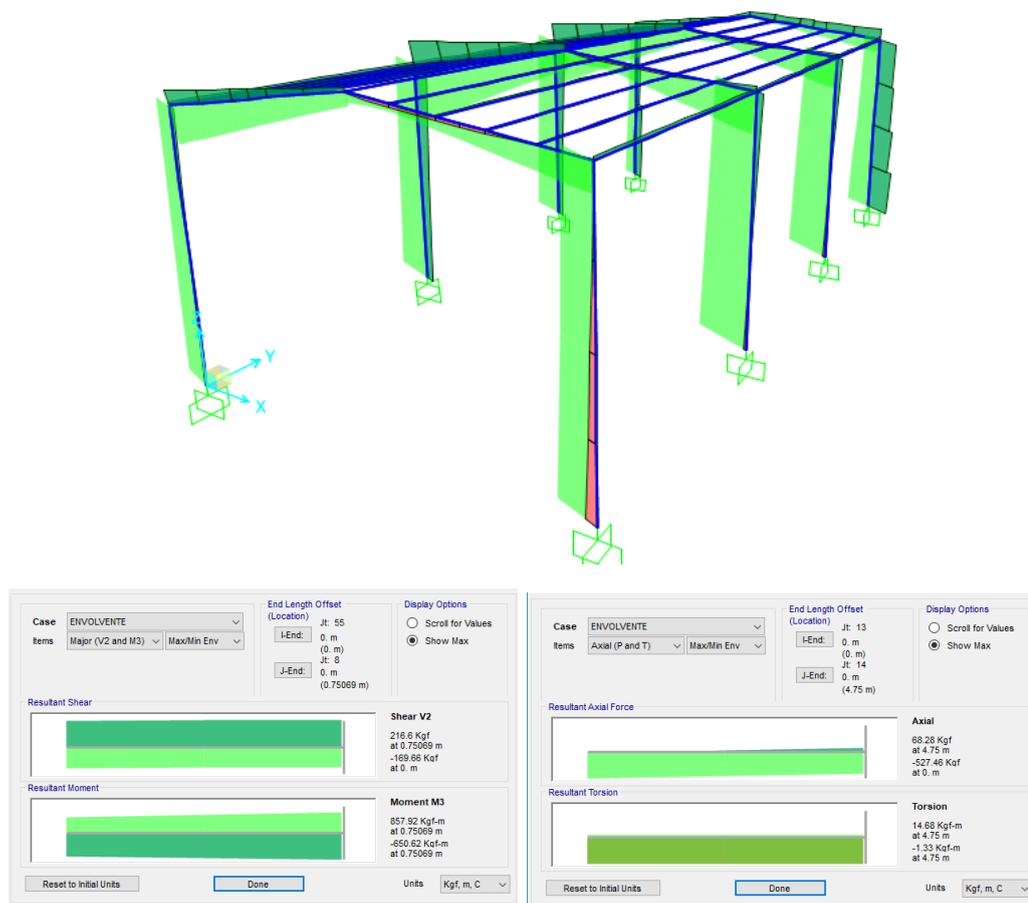


FIGURA 3.22 VISTA EN 3D DE LA NAVE INDUSTRIAL Y SUS RESULTADOS
Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.22 se muestra una vista en 3D de la nave industrial esquematizado sus esfuerzos internos producto de las cargas de viento.

Momentos por casos de carga en Vigas

$$Max = 857.91 \text{ Kg} - m$$

Fuerza Axial casos de carga en Columna

$$Pmax = 527.46 \text{ kgf}$$

3.4.3.4.1 DISEÑO DE COLUMNA

Escogemos el perfil *HSS 4X4X1/4*''

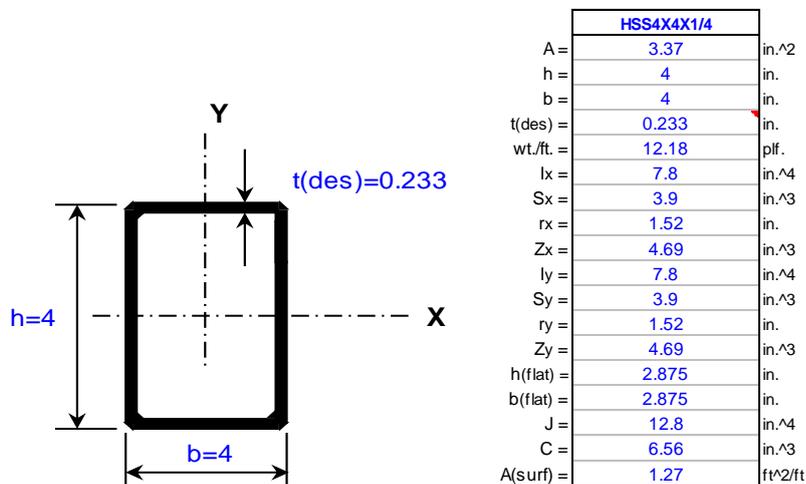


FIGURA 3.23 DIMENSIONES Y PROPIEDADES DEL PERFIL HSS 4X4X1/4''

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.23 muestra las dimensiones y propiedades del perfil HSS 4X4X1/4'' para su posterior diseño

3.4.3.4.1.1 CLASIFICACION DE ELEMENTO ESBELTO O NO ESBELTO

Se clasifica un elemento como no esbelto aquel cuya relación ancho espesor es menor que la Relación límite de ancho espesor

Se tiene:

$$\frac{b}{t} < 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$14.20 < 1.40 \sqrt{\frac{29000}{50}}$$

$$14.20 < 33.72$$

El perfil 4''x4''x1/4'' se clasifica como "NO ESBELTO"

3.4.3.4.1.2 CALCULO DE LA LONGITUD EFECTIVA

Para determinar la longitud efectiva es necesario determinar el tipo de conexión que presenta la columna en sus extremos ($K*L$)

$$\text{Longitud de la columna} = 4.75\text{m} = 15.58\text{ft}$$

Se tomará un factor de longitud $K=1$

$$KL = 15.58 * 1 = 15.58$$

3.4.3.4.1.3 RESISTENCIA A LA COMPRESION

$$\frac{KL}{r} = \frac{15.58 * 12}{1.52} = 123$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 113.43$$

Si $\frac{KL}{r} \max < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ entonces: $F_{cr} = \left(0.658 \frac{f_y}{f_e}\right) * f_y$

3.4.3.4.1.4 ESFUERZO DE PANDEO CRITICO ELASTICO (ESFUERZO DE EULER)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(123)^2}$$

$$F_e = 18.92$$

3.4.3.4.1.5 CÁLCULO DEL ESFUERZO DE PANDEO POR FLEXIÓN DE LA COLUMNA

$$F_{cr} = 0.877 * f_e$$

$$F_{cr} = 0.877 * 18.92$$

$$F_{cr} = 16.59 \text{ ksi}$$

3.4.3.4.1.6 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN LRFD

$$\therefore \phi P_n = \phi F_{cr} * A_g$$

$$\therefore \phi P_n = 0.9 * 16.59 * 3.37$$

$$\therefore \phi P_n \text{ del perfil HSS } 4'' \times 4'' \times 1/4'' = 50.31 \text{ Klb} = 579 \text{ Kgf}$$

Nota: Nuestro perfil tubular HSS 4''x4''x1/4'' cumple las verificaciones por lo tanto hemos cumplido con todos los requisitos

3.4.3.4.2 DISEÑO DE VIGA

Escogemos el perfil HSS 4X4X3/16 ''

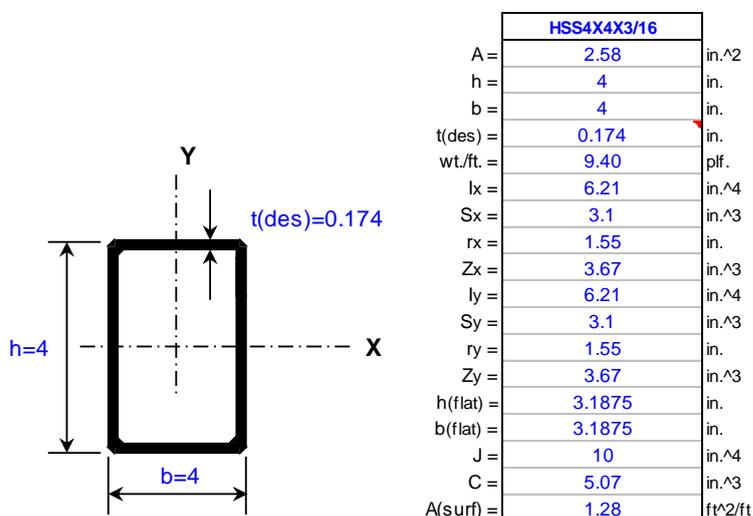


FIGURA 3.24 DIMENSIONES Y PROPIEDADES DEL PERFIL HSS 4X4X3/16''

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.24 muestra las dimensiones y propiedades del perfil HSS 4X4X3/16'' para su posterior diseño

3.4.3.4.2.1 DETERMINAR SI LA SECCIÓN ES COMPACTA O NO COMPACTA

$$\lambda_{p\ ala} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.97$$

$$\lambda_{r\ ala} = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.72$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_{p\ ala} \Rightarrow \text{la sección es compacta en el Ala}$$

$$\lambda_{p\ alma} = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 58.28$$

$$\lambda_{r\ alma} = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.72$$

$$\frac{h}{t} < \lambda_{p\ alma} \Rightarrow \text{la sección es compacta en el Alma}$$

3.4.3.4.2.2 CALCULO DE MOMENTO PLÁSTICO

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

$$M_p = \frac{50 * 3.67}{12}$$

$$M_p = 15.29\text{klb}$$

$$M_p = 6.92\text{Tnm}$$

$$\therefore \emptyset M_p \text{ del perfil HSS } 4'' \times 4'' \times \frac{3}{16}'' = 6.23 \text{ Tn} * \text{ m}$$

Para secciones compactas, no se aplica el estado límite del alabeo local de la brida y como también el estado límite de pandeo local en la web

3.4.3.4.3 DISEÑO DE PLACA METALICA PARA EL PERFIL 4 X 4 X 1/4 ''

DATOS:

Carga axial máxima: 1.163 klb

$F'c=3$ kips

Espesor del perfil: 1/4''

Sección del perfil: 4x4''

Sección de la columna 10x10''

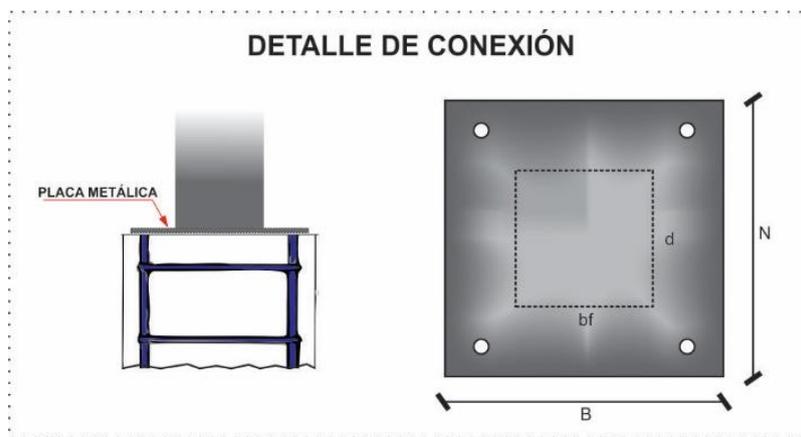


FIGURA 3.25 DETALLE DE CONEXION DE PLACA METALICA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.25 Se muestra un modelo de detalle de conexión de la placa con el pedestal

3.4.3.4.3.1 ENSAYO DE PLACAS DE 6 X 6 ''

Se prueba una placa e 6x6 considerando 2'' de espacio por lado para la ubicación del perno.

$$\text{Área del pedestal } (A1) = 10 \times 10'' = 100 \text{ plg}^2$$

$$\text{Área de la placa } (A2) = 6 \times 6'' = 36 \text{ plg}^2$$

Se tiene que:

$$\Psi = \sqrt{\frac{A1}{A2}} = \sqrt{\frac{100}{36}} = 1.67$$

Recalculando los valores de A1 donde $\phi = 0.65$ (LRFD)

$$A1 = \frac{Pu}{\phi * 0.85 * f'c * \Psi}$$

$$A1 = \frac{1.16}{0.65 * 0.85 * 3 * 1.67}$$

$$A1 = 1.25plg2$$

Comparando el A1 obtenida recalculada se determina que es mucho menor que el área determinada por la sección de la columna, por lo que se conserva la sección de 6x6"

3.4.3.4.3.2 VERIFICACION DE RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$\phi P_p = \phi * 0.85 * A1 * \Psi$$

$$\phi P_p = 0.65 * 0.85 * 3 * 6^2 * 1.67$$

$$\phi P_p = 33.22klb$$

donde

$$\phi P_p > Pu$$

Cálculo del espesor requerido para la placa base:

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{6 - 0.95 * 4}{2} = 1.1$$

$$n = \frac{B - 0.8 * bf}{2} = \frac{6 - 0.8 * 4}{2} = 1.4$$

$$n' = \frac{\sqrt{d * bf}}{4} = \frac{\sqrt{4 * 4}}{4} = 1$$

$l = \text{valor máximo de } (m, n, n')$

$$\text{Espesor} = l * \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 * Fy * B * N}}$$

$$Espesor = l * \sqrt{\frac{2(1.16)}{0.9 * 36 * 6 * 6}}$$

$$Espesor = 0.062plg$$

Por criterios de soldadura en campo el espesor de la placa no será menor que el espesor del perfil.

$$Espesor = 1/4plg$$

∴ Se tiene una placa de 6x6x1/4"

3.4.4 CERCO PERIMETRICO

3.4.4.1 METRADO DE CARGAS

3.4.4.1.1 METRADO DE CARGAS DE UNA COLUMNA

Tomamos la columna más crítica como bien sabemos es el medio

$$Pe = 2400kg/m^3$$

$$Area\ tributaria = 0.2x0.4 * 6.25 = 0.5\ m^3$$

$$CARGA\ PUNTUAL\ EN\ EL\ MEDIO\ DE\ COLUMNA = 0.5 * 2400 = 31200\ Kg$$

3.4.4.1.2 METRADO DE CARGAS DE UN MURO

Tomamos el muro más crítico que sería el del medio

$$Pe = 1800kg/m^3$$

$$Area\ tributaria = 3.9(2.4 * 0.15) + 2.05 * (2.4 * 0.15) = 2.142m^3$$

$$CARGA\ PUNTUAL\ EN\ EL\ MEDIO\ DEL\ MURO = 2.142 * 1800 = 3856.6Kg$$

3.4.4.1.3 METRADO DE CARGAS DE UNA VIGA

Tomamos la viga más crítica que sería el del medio

$$Pe = 2400kg/m^3$$

$$\text{Area tributaria} = 2.4 * 0.2 * 0.15 * 2 = 0.144 \text{ m}^3$$

$$\text{CARGA PUNTUAL EN EL MEDIO DEL MURO} = 0.144 * 2400 = 345.6 \text{ Kg}$$

3.4.4.2 VALORES DEL ANALISIS SISMICO

Analizando el cerco perimétrico podemos identificar que en el eje X-X Su R=3 ya que sería albañilería en cambio el eje Y-Y sería R=8 por que los que ofrecen resistencia serían las columnas por lo tanto llegamos a la conclusión que el más crítico sería el "Eje Y-Y"

$$Z = 0.45$$

$$S = 1.05$$

$$T_p = 0.6$$

$$T_l = 0.6$$

$$U = 1$$

$$R_o \text{ del eje } Y - Y = 3$$

$$I_a = 1$$

$$I_p = 1$$

$$C = 2.5$$

NOTA: no analizamos un análisis dinámico porque por teoría sabemos que a partir de 4 pisos hay una diferencia de valores del análisis dinámico y estático por lo tanto nuestro cerco perimétrico es de 2 niveles por lo tanto solo verificamos por un análisis estático

3.4.4.3 ANALISIS ESTATICO

Los valores hallados por el metrado de cargas son para una columna, muro y viga más esforzada procederemos para hallar el cortante para la sección más crítica que sería la parte central del cerco perimétrico.

$$P = \text{PESO DE LA SECCION MAS CRITICA COLUMNA+VIGA+MURO}$$

$$P = 1200 + 3855.6 + 345.6 = 5401.2$$

$$V_y = \frac{Z U C S}{R_y} \times P = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1.05}{8} * 5401.2 = 797.52$$

3.4.4.4 DISEÑO DE LA COLUMNA DE CONFINAMIENTO

Como bien sabemos por estática $M=F*d$ también aplicamos en sismos la fuerza estática del sismo lo multiplicamos por una distancia "d", La norma E030 nos dice que la fuerza estática es presionada en el Centro de masas (CM) que en nuestro caso sería el eje "Y" Por lo tanto lo hallamos mediante el siguiente metrado de cargas y su distancia al centro de gravedad que se encuentra en la siguiente imagen:

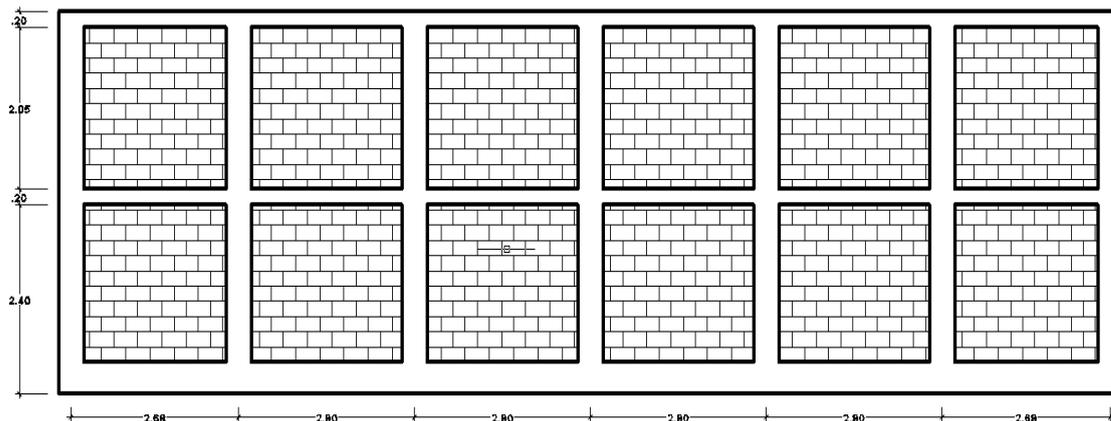


FIGURA 3.26 VISTA FRONTAL DEL CERCO PERIMETRICO EN DWG

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.26 muestra una vista frontal de la elevación del cerco perimetrico, así como la separación entre sus columnas de confinamiento.

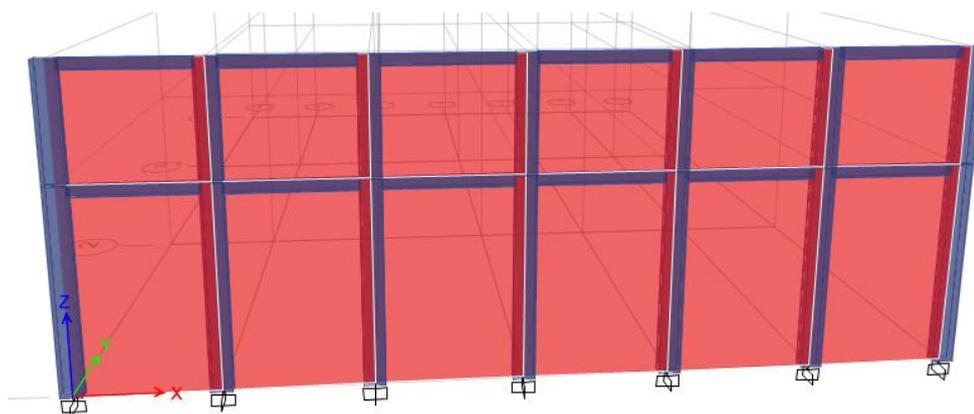


FIGURA 3.27 VISTA FRONTAL DEL CERCO PERIMETRICO MODELADO EN ETABS

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La figura 3.27 obtenida del modelamiento de Etabs, muestra las condiciones de empotramiento en la base en las columnas

TABLA 3.10 CENTRO DE MASAS EN EL EJE "Y"

	LARGO	ANCHO	ALTURA	PESO x M3	PESO	y	PESO * y
AMBOS NIVELES							
COLUMNA 1	0.40	0.20	6.25	2400.00	1200.00	3.13	3750.00
COLUMNA 2	0.40	0.20	6.25	2400.00	1200.00	3.13	3750.00
COLUMNA 3	0.40	0.20	6.25	2400.00	1200.00	3.13	3750.00
COLUMNA 4	0.40	0.20	6.25	2400.00	1200.00	3.13	3750.00
COLUMNA 5	0.40	0.20	6.25	2400.00	1200.00	3.13	3750.00
COLUMNA 6	0.40	0.20	6.25	2400.00	1200.00	3.13	3750.00
COLUMNA 7	0.40	0.20	6.25	2400.00	1200.00	3.13	3750.00
PRIMER NIVEL							
VIGA 1	2.28	0.15	0.20	2400.00	163.80	4.00	655.20
VIGA 2	2.40	0.15	0.20	2400.00	172.80	4.00	691.20
VIGA 3	2.40	0.15	0.20	2400.00	172.80	4.00	691.20
VIGA 4	2.40	0.15	0.20	2400.00	172.80	4.00	691.20
VIGA 5	2.40	0.15	0.20	2400.00	172.80	4.00	691.20
VIGA 6	2.28	0.15	0.20	2400.00	163.80	4.00	655.20
SEGUNDO NIVEL							
VIGA 1	2.28	0.15	0.20	2400.00	163.80	6.25	1023.75
VIGA 2	2.40	0.15	0.20	2400.00	172.80	6.25	1080.00
VIGA 3	2.40	0.15	0.20	2400.00	172.80	6.25	1080.00
VIGA 4	2.40	0.15	0.20	2400.00	172.80	6.25	1080.00
VIGA 5	2.40	0.15	0.20	2400.00	172.80	6.25	1080.00
VIGA 6	2.28	0.15	0.20	2400.00	163.80	6.25	1023.75
PRIMER NIVEL							
MURO 1	2.28	0.15	3.90	1800.00	2395.58	1.95	4671.37
MURO 2	2.40	0.15	3.90	1800.00	2527.20	1.95	4928.04
MURO 3	2.40	0.15	3.90	1800.00	2527.20	1.95	4928.04
MURO 4	2.40	0.15	3.90	1800.00	2527.20	1.95	4928.04
MURO 5	2.40	0.15	3.90	1800.00	2527.20	1.95	4928.04
MURO 6	2.28	0.15	3.90	1800.00	2395.58	1.95	4671.37
SEGUNDO NIVEL							
MURO 1	2.28	0.15	2.05	1800.00	1259.21	5.13	6453.46
MURO 2	2.40	0.15	2.05	1800.00	1328.40	5.13	6808.05
MURO 3	2.40	0.15	2.05	1800.00	1328.40	5.13	6808.05
MURO 4	2.40	0.15	2.05	1800.00	1328.40	5.13	6808.05
MURO 5	2.40	0.15	2.05	1800.00	1328.40	5.13	6808.05
MURO 6	2.28	0.15	2.05	1800.00	1259.21	5.13	6453.46
RESULTADOS				Σ PESO =	33170	Σ PESOS x Y =	105886.73
						CMY=	3.19

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La tabla 3.10 se muestra el cálculo para hallar la distancia al centro de masas en el eje "y" del cerco perimétrico, en función a las vigas, columnas y muros que se encuentran detallado en la figura 3.27 del programa ETABS

$$\therefore M_y = V_y * CMY = 797.52 * 3.19 = 2544kg * m$$

Hallando el momento en el eje Y que es el más crítico, la columna de un cerco perimétrico se comporta como una viga a flexión empotrada en el extremo inferior y voladizo en el extremo superior por lo tanto lo diseñamos cumpliendo con todos los

requisitos del reglamento en edificaciones en el capítulo de estructuras principalmente la E.060:

3.4.4.4.1 DISEÑO EN FLEXION:

Hallando el momento en el eje Y que es el más crítico, la viga collarín de un cerco perimétrico se comporta como una viga a flexión empotrado en un lado y voladizo en el otro por lo tanto lo diseñamos cumpliendo con todos los requisitos del reglamento en edificaciones en el capítulo de estructuras principalmente la E.060:

DATOS:

$$Mu = 2544 \text{ kg} - m$$

$$base(b) = 0.40m$$

$$altura(h) = 0.20m$$

$$recubrimiento(r) = 0.06m$$

$$f'c = 210kg/cm^2$$

$$peralte(d) = 0.4 - 0.06 = 0.34m$$

$$\beta = 0.85$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.9 * \beta * f'c * b}} = 3.192 \text{ cm}$$

$$As = 5.43cm^2$$

$$As_{min} = 0.0033 * 20 * 40 = 1.87cm^2$$

$$As_{max} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{f'c}{fy} \left(\frac{6000}{6000 + fy} \right) * b * d = 8.93cm^2$$

$$As_{max} > As > As_{min} = 8.93cm^2 > 5.43cm^2 > 1.87 \text{ cm}^2 \dots \dots OK!$$

$$AS = 5.43cm^2 = 4\emptyset 1/2''$$

3.4.4.4.2 DISEÑO POR CORTE:

Al analizar nuestro cerco perimétrico identificamos y llegamos a una conclusión no va a sufrir por corte porque el que va a asumir toda la sollicitación es el muro por lo tanto es difícil que la columna sufra corte por lo tanto lo diseñamos el

confinamiento mínimo con estribos de acuerdo con la norma peruana técnica E030 que será:

$$S \text{ estribos } 6\text{mm} = 1@5\text{cm}. 4@10 \text{ cm}, \text{resto}@25 \text{ cm}$$

3.4.4.5 DISEÑO DE VIGA SOLERA

3.4.4.5.1 DISEÑO POR FLEXION:

Al analizar nuestra viga nos damos cuenta que esta ya que tienes muros tanto arriba y abajo no va sufrir flexión por lo tanto no se va a deflectar ni deformar por lo tanto asumimos lo mínimo

∴ mínimo fierros 4Ø8mm

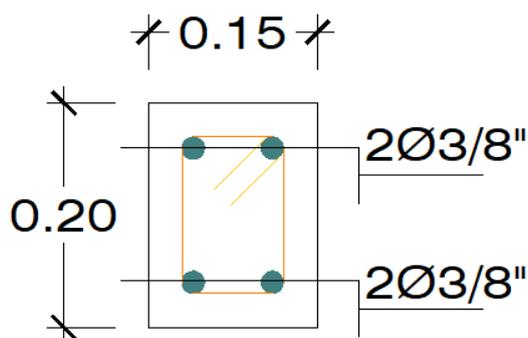


FIGURA 3.28 DETALLE DE REFUERZO DE LA VIGA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

La Figura 3.28 muestra los detalles de refuerzo de la viga que se calcularon por cuantía mínima cumpliendo los parámetros de nuestra norma E.070

3.4.4.5.2 DISEÑO POR CORTE:

Según norma viga solera se colocará estribos mínimos de

$$S \text{ estribos } 6\text{mm} = 1@5\text{cm}. 4@10 \text{ cm}, \text{resto}@25 \text{ cm}$$

CAPÍTULO IV RESULTADOS

Se ha propuesto la Restauración de la Gobernación de Tacna por que se encontraba en pésimas condiciones y por lo cual se tenía la necesidad como tacneños que somos que este se conservara como patrimonio cultural para que así se promueva el turismo, por lo tanto a continuación se presentan las verificaciones del modelamiento estructural que es muy fundamental ya que tiene como propósito garantizar un buen comportamiento sismorresistente, así lograr un buen diseño de los elementos estructurales y planos bien detallados

VERIFICACIONES DE CATEGORÍA Y IRREGULARIDAD DE EDIFICACIONES

En base a la categoría de edificación, y la zonificación, el diseño estructural se ve restringido para la siguiente afirmación: "NO SE PERMITEN IRREGULARIDADES EXTREMAS"

IRREGULARIDADES EN ALTURA.

Para las irregularidades en altura se determinó en la memoria de cálculo que todos los valores tanto para X-X como para Y-Y tomaban el valor de 1. Esto se ve expresado a mayor detalle en la tabla 3.4

IRREGULARIDAD EN PLANTA.

Para irregularidades en planta, se tomó en cuenta los valores más críticos, siendo estos:

-Irregularidad torsional	=0.75
-Esquina entrante	=0.90
-Discontinuidad del diafragma	=0.85

Datos que se expresan detalladamente en la tabla 3.4

Por lo cual, en base a los valores expuestos en los tipos de irregularidad, se concluye que la estructura propuesta no presenta irregulares extremas.

VERIFICACIÓN DE DISTORSIONES

La estructura principal de la gobernación de Tacna presenta irregularidad de esquina entrante, este tipo de irregularidad generalmente va directamente relacionada con efectos torsionales debido a la excentricidad del centro de masas y rigidez

Distorsiones de entre piso en X

PISO 2 0.0014045

PISO 1 0.0009547

Distorsiones de entre piso en Y

PISO 2 0.0016754

PISO 1 0.0011291

Los valores obtenidos para distorsiones de entre piso tanto para X como Y se ven expresados en la tabla 3.5

La norma técnica peruana E.030 establece 0.007 para los valores máximos alcanzados por las distorsiones de entre piso en sistemas de concreto armado

Por lo que se concluye que el sistema estructural propuesto está dentro de los parámetros de la norma.

VERIFICACION POR FUERZA CORTANTE

Para las verificaciones de fuerza cortante, es necesario un análisis independiente por cada elemento estructural, donde la suma de las fuerzas cortantes de los elementos estructurales en el primer nivel debe ser:

Cortante Dinámica X 267.48tn

Cortante Dinámica Y 267.48tn

Cortante Estática X 297.20tn

Cortante Estática Y 297.20tn

La verificación de fuerza cortante se expresa con mayor detalle en el numeral 3.4.2.3.3 donde se procede a escalar nuestras fuerzas cortantes hasta cumplir la condición que el 90% de las cortantes estáticas con irregularidad que tenía la Gobernación de Tacna debe ser menor a las cortantes dinámicas.

Según la memoria de cálculo se concluye que la densidad de muros estructurales brinda la resistencia a fuerza cortante necesaria para el diseño.

VERIFICACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN

El periodo fundamental de vibración debe ser menor que el valor calculado por la expresión $T = 0.1 \times \text{Piso} = 0.2$

Según el modelamiento se tienen los siguientes resultados:

Modal1	0.135
Modal2	0.119
Modal3	0.072
Modal4	0.055
Modal5	0.054
Modal6	0.054

Estos valores se ven detallados en la tabla 3.8

El modelamiento estructural muestra valores menores a 0.2, por lo que se concluye que el modelamiento cumple con los periodos de vibración máximos.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES:

Los elementos estructurales que se encuentran justificados en las memorias de cálculo cumplen con las sollicitaciones de fuerza cortante, cargas axiales y momentos que brinda el modelamiento.

Los detalles de estos se encuentran en los anexos expresados en planos.

Se concluye que los elementos estructurales cumplen con las sollicitaciones a las que están expuestos, garantizando un comportamiento sismorresistente.

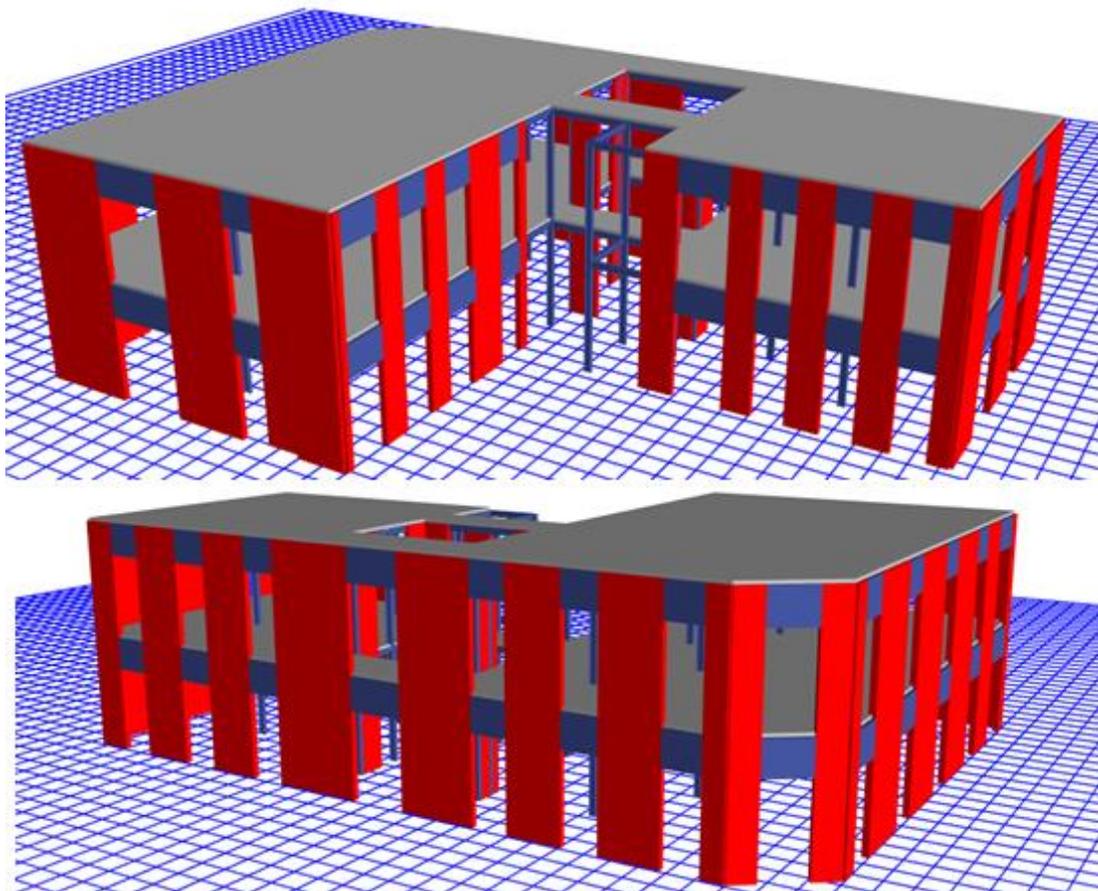


FIGURA 3.29 VISTA RENDERIZADA FINAL EN 3D DE LA GOBERNACION DE TACNA

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Fue obtenida del modelamiento de Etabs en base al Análisis y diseño sismorresistente cumpliendo los parámetros más importantes como las normas E.030, E.060 y E.090

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN

HIPOTESIS ESPECÍFICA 1

Las placas de concreto armado aportan gran rigidez, lo cual permite controlar efectos torsionales mientras que los perfiles estructurales de acero garantizan un comportamiento dúctil.

Los muros de corte debido a su gran rigidez permiten controlar la torsión de la estructura, además de servir como soporte para transmitir cargas axiales de las vigas W perpendiculares a su plano.

Por otro lado, los muros de corte debido a su gran rigidez absorben todos los momentos productos de sismos, lo cual permite diseñar interiormente un sistema estructural aporticado de acero sin arriostres.

HIPOTESIS ESPECÍFICA 2

La aplicación de placas de concreto armado en combinación con los perfiles estructurales de acero, permiten rescatar las características arquitectónicas y es amigable con el ambiente.

El concreto es un material que toma forma del encofrado, lo cual es beneficioso, pues permite recrear las dimensiones exactas para la fachada de la gobernación, donde posteriormente serán adosadas las piedras de canterilla.

Por su naturaleza, los muros de corte permiten realizar una buena práctica de la técnica de anastilosis, lo cual rescata los detalles arquitectónicos que caracterizan el patrimonio cultural.

El diseño de conexiones a corte y el uso de perfiles W, permiten un rápido montaje. Por tratarse de elementos prefabricados estos no contribuyen a la

contaminación en la zona, por lo cual se afirma que el sistema estructural es amigable con el ambiente.

HIPOTESIS ESPECÍFICA 3

Basándose en la norma técnica peruana. Realizando el modelamiento y el cálculo manual en los elementos estructurales sometidos a los mayores esfuerzos, es posible realizar un buen diseño estructural.

El programa Etabs es un programa muy completo, sin embargo, hay ciertas condiciones que el programa no considera

Ejemplo de esto se tiene que el programa no considera los muros de concreto armado como elementos de arriostre, lo cual influye directamente para el cálculo de los perfiles W.

El no considerar los muros estructurales como elementos de arriostre provoca un diseño sobredimensionado, por lo cual es necesario un cálculo manual con los esfuerzos obtenidos del programa.

Al trabajar con un sistema híbrido de concreto armado y perfiles de acero, es necesario utilizar combinaciones de carga diferentes para cada caso, por lo que se optó por trabajar con dos modelamientos estructurales.

Considerando las normas técnicas peruanas y los criterios anteriormente expuestos se afirma que el modelamiento y el cálculo manual de los elementos estructurales, permiten realizar un buen diseño estructural.

HIPOTESIS GENERAL

Se acepta que el uso de perfiles metálicos y placas de concreto armado contribuyen en las capacidades sismorresistentes prolongando así el periodo de vida útil de la estructura debido a las características, propiedades y calidad del material

Tanto las columnas como las vigas están conformadas por perfiles W, los cuales en comparación con los elementos de concreto armado, tienen un menor peso y garantizan una óptima resistencia, debido al riguroso control de calidad en fábrica.

Por otro lado, las placas de concreto armado son elementos que aportan gran rigidez a la estructura y restringen los desplazamientos laterales, además de controlar la torsión producto de la irregularidad de esquina entrante.

Para el modelamiento de la estructura, se tomó el criterio principal, de que las placas de concreto armado, cumplirían la función de controlar los efectos torsionales además de trabajar como arriostres laterales para restringir desplazamientos, mientras que las vigas y columnas estarían conformadas por perfiles W los cuales deberían presentar un comportamiento dúctil frente a una sobrecarga.

Según las características de los materiales y los cálculos realizados en base al modelamiento se puede afirmar que el uso de perfiles metálicos y placas de concreto armado contribuyen en las capacidades sismorresistentes de la estructura.

CONCLUSIONES

Debido a la irregularidad en planta ya sea torsional, esquina entrante o discontinuidad de diafragma que presentaba la estructura, fue necesario limitar el efector torsional, por lo que el material principal para controlar este efecto se utilizó el concreto armado, el cual permitió restringir los desplazamientos y controlar la torsión, por otro lado debido al rápido montaje, se utilizaron perfiles estructurales de acero como sistemas de transmisión de cargas verticales.

Los materiales que se utilizaron para la propuesta de restauración son las placas de concreto armado ya que estas nos aportan mucha rigidez por lo cual restringen las sollicitaciones de sismo así como las irregularidades torsionales también mencionamos los perfiles metálicos ya que garantizan un comportamiento dúctil

El sistema estructural propuesto, es adecuado para la restauración debido a que las placas de concreto armado facilitan el montaje de las piedras de canterías cortadas mediante la técnica de anastilosis, garantizando la conservación del aspecto arquitectónico. Además, que el uso de miembros prefabricados con conexiones a corte para perfiles W 10 x 49 en general reducen significativamente tanto el tiempo como el impacto ambiental en la ejecución de obra

El modelamiento estructural de la gobernación de Tacna zona de oficinas cumple con los requerimientos de la norma técnica Peruana. Los resultados obtenidos de las distorsiones de entre piso del eje X y eje Y son 0.0014 y 0.001675 respectivamente mostraron que el sistema estructural propuesto es sismorresistente, debido al poco desplazamiento de entre pisos que se determinó en la memoria de cálculo.

RECOMENDACIONES

Para estructuras con irregularidades en planta, se sugiere el uso de muros de corte, a medida de controlar la torsión.

Para la técnica de anastilosis, se sugiere el adosar en elementos de concreto armado, pues el concreto armado presenta un buen comportamiento como parte principal del elemento a restaurar.

Para el diseño de estructuras ligeras expuestas, se sugiere realizar un análisis de cargas de viento mediante la normativa ASCE7-10 pues debido a factores que se toma en cuenta, permiten un diseño conservador.

El uso de conexiones a corte en los perfiles W como elementos estructurales, permiten un montaje rápido, reduciendo el tiempo de ejecución. Además de no requerir de mano de obra calificada, para procesos de soldadura o remaches.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUILAR, T.(2012), *Uso de materiales en la conservación y restauración arqueológicas del Cusicancha – Cusco*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima
- AISC Design Guide 21- Welded Connections. (2006). Estados Unidos.
- Anastilosis (2017, 12 de Junio) Consultado el 10 de Diciembre de 2017, de <https://es.wikipedia.org/wiki/Anastilosis>.
- ASCE/SEI 7-10. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Estados Unidos
- Carga Muerta.(2015, 1 de Enero) Consultado el 26 de Noviembre de 2017, de <https://es.slideshare.net/deibyrequenamarclo/cargas-en-armaduras-para-techos-43138963>.
- Decreto Supremo. (2016). Norma Técnica E.030. "Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones"
- Eficiencia, (2013, 4 de Marzo) Consultado el 26 de Noviembre de 2017, de <https://es.wikipedia.org/wiki/Eficiencia>
- ESQUIVEL, Y. (2009), *Sistemas de refuerzo estructural en monumentos históricos de la región Cusco*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima
- Harmsen, T. (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- León, Hugo (2017). Atentado contra el patrimonio de la Nación. Informe
- McCormac, J., & Csernak, S. (2016). Diseño de estructuras de Acero 5ª Edición. Mexico: Alfaomega.

- Modelamiento Estructural.(2015,14 de julio) Consultado el 26 de Noviembre de 2017, de <https://personal.us.es/ejem/wp-content/uploads/2016/02/T06-Realidad-y-modelo-estructural.pdf>
- Morales Morales, R. (2006). Diseño de Concreto Armado. Lima: Fondo Editorial ICG.
- Muros de corte o placas.(2012,29 de Septiembre) Consultado el 26 de Noviembre de 2017, de <https://es.slideshare.net/KevinArnoldVasquezBarreto/muros-de-corte-o-placas>
- SAP.(2015, 27 de Julio) Consultado el 26 de Noviembre de 2017, de <http://www.eadic.com/sap-2000-software-aplicado-calculo-estructuras/>
- SENCICO. (2008). Norma Técnica de Edificación E.020. CARGAS
- SENCICO. (2009). Norma Técnica en Edificaciones NTE E.060. Concreto Armado.
- SENCICO. (2006). Norma Técnica en Edificaciones E.090. Estructuras Metálicas
- URIZAR, F.(2012), *Conservación, restauración y mantenimiento del templo de Santa Maria De Jesus Sacatapequez*. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala
- Vida Útil. (2016,15 de junio) Consultado el 26 de Noviembre de 2017, de https://es.wikipedia.org/wiki/Vida_útil

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA