

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA BASADO EN EL
MÉTODO HIROSAWA PARA LOS COLEGIOS PÚBLICOS
SECUNDARIOS DEL DISTRITO DE CHICLAYO - LAMBAYEQUE**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

JUAN BELCER QUIROZ RODRIGUEZ

ASESOR

JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO

<https://orcid.org/0000-0002-1027-2267>

Chiclayo, 2020

**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA BASADO EN EL
MÉTODO HIROSAWA PARA LOS COLEGIOS PÚBLICOS
SECUNDARIOS DEL DISTRITO DE CHICLAYO -
LAMBAYEQUE**

PRESENTADA POR:

JUAN BELCER QUIROZ RODRIGUEZ

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Segundo Guillermo Carranza Cieza

PRESIDENTE

Ovidio Serrano Zelada

SECRETARIO

Justo David Pedraza Franco

VOCAL

RESUMEN

En el contexto geológico del país, se denota una gran actividad sísmica producto de los movimientos de las placas tectónicas de Nazca con la Sudamericana debido a un proceso de subducción, además, en el marco local existe un silencio sísmico prolongado el cual puede desatar un movimiento sísmico de grandes proporciones en cualquier momento, afectando a todas las edificaciones y más aún a las más antiguas y en mal estado como lo son algunas instituciones educativas. Por ellos surge la pregunta ¿Cuán vulnerable son las estructuras actuales de colegios estatales en Chiclayo? La hipótesis sostiene que las estructuras son vulnerables sísmicamente debido a que se denota deterioro de la edificación además la mayoría han sido diseñadas con normativas actualmente obsoletas que no contemplan un diseño sismorresistente funcional, las cuales ante un evento sísmico pueden colapsar trayendo consigo consecuencias económicas, sociales y ambientales. Entonces el objetivo general plantea analizar las estructuras existentes con un método que toma en cuenta esta característica y utilizada por Japón el cual es el método Hirosawa y determinar su vulnerabilidad sísmica, posterior a eso plantear un reforzamiento de manera general de una institución en mal estado. El plan de procesamiento de datos abarca: recopilación de información, obtención de muestras, ensayo a elementos verticales, realización de ficha de evaluación, análisis de resultados, reforzamiento estructural y presentación final.

PALABAS CLAVE: vulnerabilidad sísmica, estructuras, sismos, deterioro, reforzamiento.

ABSTRACT

In the geological context of the country, it is denoted a great seismic activity product of the movements of the tectonic plates of Nazca with the South American due to a process of subduction, in addition, in the neighboring country of Ecuador which is also found in this context. It produced a seismic movement that destroyed 60% of the buildings in the city where the greatest activity was registered, including the educational institutions which were in poor condition. For them, the question arises: How vulnerable are the current structures of state schools in Chiclayo? The hypothesis holds that the structures are seismically vulnerable since deterioration of the building is denoted; most of them have been designed with currently obsolete regulations which, in the event of a seismic event, can collapse, bringing with it economic, social and environmental consequences. Then the general objective is to analyze the existing structures with a method that considers these characteristics and used by Japan which is the Hirosawa method and determine its seismic vulnerability. The data processing plan includes: collection of information, obtaining samples, testing of vertical elements, completion of the evaluation form, results analysis, structural reinforcement, final presentation.

KEYWORDS: seismic vulnerability, structures, earthquakes, deterioration, reinforcement.

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivo General.....	3
1.2. Objetivos Específicos	3
II. MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Antecedentes del problema.....	6
2.2. Bases Teóricas-Científicas	8
2.2.1. Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (2018) Norma E.030 Diseño Sismorresistente.....	8
2.2.2. Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (2009) Norma E.060 Concreto Armado	8
2.2.3. NTP 339.181: 2013 (Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido, esclerometría)	9
2.2.4. NTP 339.621: 2004 (Unidades de albañilería: método de ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería)	9
2.2.5. Sismos.....	9
2.2.6. Sismicidad	9
2.2.7. Sismicidad en el Perú.....	10
2.2.8. Vulnerabilidad Sísmica.....	10
2.2.9. Métodos para determinación de la vulnerabilidad sísmica	10
2.2.9.1. Métodos Cualitativos.....	10
2.2.9.2. Métodos Cuantitativos	10
2.2.10. Método Hirosawa	10
III. METODOLOGÍA.....	12
3.1. Tipo y nivel de investigación.....	12
3.2.1. Hipótesis	12
3.2.2. Diseño de contrastación de hipótesis	12
3.3. Población, muestra, muestreo	12
3.3.1. Población	12
3.3.2. Muestreo	13
3.3.2.1. Descripción de la muestra.....	14
3.4. Criterios de selección.....	14
3.5. Operacionalización de variables	15

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	15
3.6.1. Técnicas	15
3.6.2. Fuentes y Programas.....	16
3.7. Procedimientos	16
3.7.1. Ensayos.....	16
3.7.1.1. Ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido, esclerometría.....	16
3.7.1.2. Ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería	17
3.7.2. Método de Evaluación	20
3.7.2.1. Método Hirosawa	20
3.7.2.1.1. Evaluación al primer nivel.....	21
3.7.2.1.2 Evaluación al segundo nivel	30
3.7.3. Levantamiento de colegios y planos estructurales.....	31
3.7.4. Planes de Reforzamiento estructural	33
3.7.4.1. Plan de refuerzo 1: Ampliación de columnas de concreto armado.....	33
3.7.4.2. Plan de refuerzo 2: Cierre de paños con albañilería	34
3.8. Plan de procesamiento y análisis de datos	34
3.8.1. FASE I: Recopilación previa de la información.....	34
3.8.2. FASE II: Obtención de muestras y ensayos	34
3.8.3. FASE III: Elaboración y aplicación de las fichas de evaluación de la estructura.....	34
3.8.4. FASE IV: Análisis de Resultados.....	35
3.8.5. FASE V: Reforzamiento Estructural	35
3.8.6. FASE VI: Presentación final	35
3.9. Matriz de consistencia	36
3.10. Consideraciones éticas.....	36
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	38
4.1. Evaluación de colegios en primer nivel.....	38
4.1.1. I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones Gonzales	38
4.1.1.1. Pabellón A	38
4.1.1.2. Pabellón B.....	46
4.1.2. I.E. 10030 Naylamp.....	46
4.1.2.1. Pabellón A	47
4.1.2.2. Pabellón B.....	47
4.1.2.3. Pabellón C.....	48

4.1.2.4. Pabellón D	49
4.1.3. I.E. Augusto Salazar Bondy	49
4.1.3.1. Pabellón A	50
4.1.3.2. Pabellón B.....	51
4.1.3.3. Pabellón C.....	52
4.1.4. I.E. Nuestra Señora de Fátima	52
4.1.4.1. Pabellón A	53
4.1.4.2. Pabellón B.....	54
4.1.4.3. Pabellón C.....	55
4.1.4.4. Pabellón D	55
4.1.5. I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz	56
4.1.5.1. Pabellón A	57
4.1.5.2. Pabellón B.....	58
4.1.5.3. Pabellón C.....	58
4.1.6. I.E. Ramón Espinoza Sierra.....	59
4.1.6.1. Pabellón A	60
4.1.6.2. Pabellón B.....	60
4.1.7. I.E. Federico Villareal	61
4.1.7.1. Pabellón A	62
4.1.7.2. Pabellón B.....	62
4.1.8. I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack.....	63
4.1.8.1. Pabellón A	63
4.1.8.2. Pabellón B.....	64
4.1.8.3. Pabellón C.....	65
4.1.9. I.E. 11023 Abraham Valdelomar.....	65
4.1.9.1. Pabellón A	66
4.1.9.2. Pabellón B.....	66
4.1.9.3. Pabellón C.....	66
4.1.10. I.E. Elvira García y García	67
4.1.10.1. Pabellón A-B	68
4.1.10.2. Pabellón C-H	69
4.1.11. I.E. San José.....	69
4.1.11.1. Pabellón A-H.....	70

4.1.12. I.E. 11014 Inmaculada Concepción.....	71
4.1.12.1. Pabellón A	71
4.1.12.2. Pabellón B.....	72
4.1.12.3. Pabellón C.....	73
4.1.12.3. Pabellón D	74
4.1.13. I.E. Santa Magdalena Sofía	74
4.1.13.1. Pabellón A	75
4.1.13.2. Pabellón B.....	75
4.1.13.3. Pabellón C.....	76
4.1.13.4. Pabellón D	77
4.1.13.5. Pabellón E.....	77
4.1.13.6. Pabellón F.....	78
4.1.13.7. Pabellón G-H.....	79
4.1.14. I.E. Karl Weiss	80
4.1.14.1. Pabellón A-E.....	80
4.1.14.1. Pabellón F.....	81
4.1.15. I.E. Nuestra Señora del Rosario.....	82
4.1.15.1. Pabellón A-C	83
4.1.15.2. Pabellón D-E.....	84
4.2. Análisis según Norma Sismorresistente Peruana (E.030 – 2018)	85
4.2.1. I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones Gonzales	86
4.2.2. I.E. 10030 Naylamp.....	87
4.2.3. I.E. Augusto Salazar Bondy	89
4.2.4. I.E. Nuestra Señora de Fátima	90
4.2.5. I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz	91
4.2.6. I.E. Ramón Espinoza Sierra.....	93
4.2.7. I.E. Federico Villareal	94
4.2.8. I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack.....	95
4.2.9. I.E. 11023 Abraham Valdelomar.....	97
4.2.10. I.E. Elvira García y García	99
4.2.11. I.E. San José.....	100
4.2.12. I.E. 11014 Inmaculada Concepción.....	100
4.2.13. I.E. Santa Magdalena Sofía	103
4.2.14. I.E. Karl Weiss	107

4.2.15. I.E. Nuestra Señora del Rosario.....	108
4.3. Resultados de los análisis en primer nivel	108
4.3.1. Colegios con problemas de columna corta	109
4.3.2. Tipos de módulos de los colegios públicos secundarios de Chiclayo	109
4.3.3. Seguridad de los módulos de colegios públicos secundarios según Hirosawa.....	110
4.3.4. Seguridad de los módulos de colegios públicos secundarios según Norma E.030 .	110
4.3.5. Módulo más vulnerable	111
4.3.5.1. Criterios para elección	111
4.3.5.2. Elección del módulo más vulnerable	111
4.4. Evaluación de colegio en segundo nivel.....	111
4.4.1. Nuevos índices de la estructura	111
4.4.2. Momentos y Cortantes Últimos	112
4.5. Reforzamiento estructural.....	113
4.5.1. Plan de refuerzo 1	113
4.5.1. Plan de refuerzo 2	123
4.6. Discusión	126
4.6.1. Población y selección de muestra	126
4.6.2. Criterio de selección	127
4.6.3 Sobre el ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería.....	127
V. CONCLUSIONES	129
VI. RECOMENDACIONES	131
VII. LISTA DE REFERENCIAS	132
VIII. ANEXOS	134

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Preparación para ensayo de esclerometría.....	17
Fig. 2. Ensayo de esclerometría en I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González	17
Fig. 3. Elaboración de muretes de albañilería para ensayos de compresión diagonal.....	18
Fig. 4. Muretes listos para ensayar para determinar su resistencia a la compresión diagonal	18
Fig. 5. Colocación de muretes en la máquina de ensayo.....	19
Fig. 6. Rotura de los muretes de albañilería	19
Fig. 7. Ensayo de compresión diagonal de muretes en laboratorio de materiales de UNPRG.....	19
Fig. 8. Regularidad en planta.....	26
Fig. 9. Relación entre largo-ancho.....	27
Fig. 10. Contracción de la planta	27
Fig. 11. Visita al colegio I.E. Augusto Salazar Bondy para levantamiento.....	32
Fig. 12. Levantamiento de los elementos estructurales de la I.E. 10030 Naylamp	32
Fig. 13. Columna en mal estado tomada en cuenta para índice T	33
Fig. 14. Vista aérea de pabellones del I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González	38
Fig. 15. Ficha de Cálculo de los elementos estructurales del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González en la dirección X	39
Fig. 16. Ficha de Cálculo de los elementos estructurales del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González en la dirección Y	39
Fig. 17. Ficha de Cálculo del índice E_0 del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González en la dirección X	41
Fig. 18. Ficha de Cálculo del índice E_0 del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González en la dirección Y	42
Fig. 19. Ficha de Cálculo del índice S_D del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González.....	43
Fig. 20. Ficha de Cálculo del índice T del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González.....	44
Fig. 21. Ficha de evaluación final de vulnerabilidad sísmica del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González	45
Fig. 22. Vista aérea de pabellones de I.E. 10030 Naylamp	47
Fig. 23. Vista aérea de pabellones de I.E. Augusto Salazar Bondy	50

Fig. 24. Vista aérea de pabellones de I.E. Nuestra Señora de Fátima	53
Fig. 25. Vigas del segundo piso del pabellón D de I.E. Nuestra Señora de Fátima	56
Fig. 26. Vista satelital de I.E. Nuestra Señora de la Paz.....	57
Fig. 27. Vista satelital de la I.E. Ramón Espinoza Sierra	59
Fig. 28. Vista Satelital de la I.E. Federico Villareal	61
Fig. 29. Vista Satelital de I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack	63
Fig. 30. Vista Satelital de I.E. Abraham Valdelomar	65
Fig. 31. Vista Satelital de I.E. Elvira García y García.....	68
Fig. 32. Vista Satelital de I.E. San José.....	70
Fig. 33. Vista Satelital de I.E. 11014 Inmaculada Concepción	71
Fig. 34. Vista Satelital de I.E. Santa Magdalena Sofía.....	75
Fig. 35. Vista Satelital de I.E. Karl Weiss	80
Fig. 36. Vista Satelital de I.E. Nuestra Señora del Rosario	83
Fig. 37. Gráfico de la relación de módulos con columna corta	109
Fig. 38. Gráfico de la caracterización de módulos	109
Fig. 39. Gráfico que indica el porcentaje de los módulos de colegios seguros según método Hirosawa.....	110
Fig. 40. Gráfico que indica el porcentaje de los módulos de colegios seguros según método Hirosawa.....	110

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA I. RELACIÓN DE INSTITUCIONES PÚBLICAS SECUNDARIAS ACTIVAS DE CHICLAYO	13
TABLA II. CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	15
TABLA IV. VALORES DE LOS COEFICIENTES A_i	23
TABLA V. VALORES DE LOS COEFICIENTES G_i Y R_i	26
TABLA VI. VALORES DEL ÍNDICE T PARA DEFORMACIONES PERMANENTES. (T ₁).....	28
TABLA VII. VALORES DEL ÍNDICE T PARA GRIETAS EN MUROS O COLUMNAS DEBIDO A LA CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO. (T ₂)	28
TABLA VIII. VALORES DEL ÍNDICE T PARA INCENDIOS. (T ₃).....	29
TABLA IX. VALORES DEL ÍNDICE T PARA EL USO DEL CUERPO O BLOQUE. (T ₄).....	29
TABLA X. VALORES DEL ÍNDICE T PARA DAÑO ESTRUCTURAL. (T ₅)	29
TABLA XI. VALORES DEL ÍNDICE T PARA EL SEGUNDO NIVEL DE ANÁLISIS. (T).....	31
TABLA XI. MATRIZ DE CONSISTENCIA	36
TABLA XII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. CAP. FAP. JOSÉ A. QUIÑONES GONZALES CASO 1	86
TABLA XIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. CAP. FAP. JOSÉ A. QUIÑONES GONZALES CASO 2	86
TABLA XIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. CAP. FAP. JOSÉ A. QUIÑONES GONZALES CASO 1	87
TABLA XV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 1.....	87
TABLA XVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 2.....	87
TABLA XVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 1.....	88
TABLA XVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 2.....	88
TABLA XIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 1.....	88

TABLA XX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN D DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 1.....	88
TABLA XXI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY CASO 1.....	89
TABLA XXII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY CASO 1.....	89
TABLA XXIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C DE I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY CASO 1.....	89
TABLA XXIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “A” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 1.....	90
TABLA XXV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 1.....	90
TABLA XXVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 1.....	90
TABLA XXVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 2.....	90
TABLA XXVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 1.....	91
TABLA XXIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 2.....	91
TABLA XXX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 1.....	91
TABLA XXXI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 2.....	92
TABLA XXXII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 1.....	92
TABLA XXXIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 2.....	92
TABLA XXXIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 1.....	93
TABLA XXXV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 2.....	93
TABLA XXXVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. RAMÓN ESPINOZA SIERRA CASO 1.....	93

TABLA XXXVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. RAMÓN ESPINOZA SIERRA CASO 2.....	93
TABLA XXXVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. RAMÓN ESPINOZA SIERRA CASO 1.....	94
TABLA XXXIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. RAMÓN ESPINOZA SIERRA CASO 2.....	94
TABLA XL. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. FEDERICO VILLAREAL CASO 1.....	94
TABLA XLI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. FEDERICO VILLAREAL CASO 2.....	94
TABLA XLII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. FEDERICO VILLAREAL CASO 1.....	95
TABLA XLIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. FEDERICO VILLAREAL CASO 2.....	95
TABLA XLIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “A” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1.....	95
TABLA XLV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1.....	96
TABLA XLVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 2.....	96
TABLA XLVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1.....	96
TABLA XLVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 2.....	96
TABLA XLIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “A” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1.....	97
TABLA L. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “A” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 2.....	97
TABLA LI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1.....	97
TABLA LII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 2.....	98
TABLA LIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1.....	98

TABLA LIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 2.....	98
TABLA LV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1.....	99
TABLA LVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 2.....	99
TABLA LVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A-B DE LA I.E. ELVIRA GARCÍA Y GARCÍA CASO 1	99
TABLA LVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C-H DE LA I.E. ELVIRA GARCÍA Y GARCÍA CASO 1	100
TABLA LIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A-B DE LA I.E. SAN JOSÉ CASO 1.....	100
TABLA LX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “A” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	100
TABLA LXI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “A” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	101
TABLA LXII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	101
TABLA LXIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	101
TABLA LXIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	102
TABLA LXV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	102
TABLA LXVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	102
TABLA LXVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	102
TABLA LXVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “A” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	103
TABLA LXIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “A” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	103
TABLA LXX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	103

TABLA LXXI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	104
TABLA LXXII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	104
TABLA LXXIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	104
TABLA LXXIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	105
TABLA LXXV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	105
TABLA LXXVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “E” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	105
TABLA LXXVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “E” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	105
TABLA LXXVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “F” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	106
TABLA LXXIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “F” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	106
TABLA LXXX. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES “G-H” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1.....	106
TABLA LXXXI. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES “G-H” DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2.....	107
TABLA LXXXII. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES “A-D” DE LA I.E. KARL WEISS CASO 1.....	107
TABLA LXXXIII. DESPLAZAMIENTOS DEL PABELLON “F” DE LA I.E. KARL WEISS CASO 1.....	107
TABLA LXXXIV. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES “A-C” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO CASO 1.....	108
TABLA LXXXIV. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES “D-E” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO CASO 1.....	108
TABLA LXXXV. ÍNDICES SÍSMICOS DEL PRIMER PISO DEL MÓDULO ANALIZADO EN SEGUNDO NIVEL.....	112
TABLA LXXXVI. ÍNDICES SÍSMICOS DEL SEGUNDO PISO DEL MÓDULO ANALIZADO EN SEGUNDO NIVEL.....	112

I. INTRODUCCIÓN

Los sismos de gran intensidad producen deformaciones de mucha importancia en las estructuras, en estas es necesario dotar de una alta resistencia lateral para así asegurar el comportamiento elástico de estos eventos [1].

El Perú al igual que países como: Argentina, Chile, Bolivia, Ecuador, Colombia, Panamá, Costa Rica, Nicaragua, El Salvador, Honduras, Guatemala, México, Estados Unidos, Canadá, Japón y Rusia, se encuentran en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico o Anillo de Fuego del Pacífico el cual se caracteriza por albergar algunas zonas con presencia de subducción más importantes del mundo, consiguiente ocasiona una actividad sísmica y volcánica intensa, tanto así que alrededor de 80 a 90% de los sismos y terremotos de mayor intensidad del mundo se producen en zona anteriormente presentada, siendo la siguiente zona más sísmica la del Cinturón de los Alpes en la región Mediterránea que albergan de 5 a 6% de los sismos de mayor intensidad [2].

Estos fenómenos naturales ocurren debido al movimiento de las placas, uno de esos movimientos es el llamado subducción, el cual se denomina así debido a la introducción de una placa oceánica dentro de una placa adyacente, en este caso la placa oceánica de Nazca con la placa continental Sudamericana; a razón de 9cm/año, velocidad que ha sido determinada mediante mediciones satelitales. Un gran ejemplo del resultado del proceso de subducción es la cordillera de los Andes que se extiende desde Venezuela hasta el Sur de Chile [3].

En 2006 se realizó un estudio de vulnerabilidad sísmica en Cuenca - Ecuador hecha por la Cámara de la Construcción de Cuenca (CCC) y la Red Sísmica del Austro (RSA), en donde se determinaron 27 zonas con edificaciones vulnerables a sismos cuyas características geológicas presentan materiales de suelo inestables, compuestas por arcillas. En ese mismo trabajo se determinó que las estructuras de edificaciones no cumplen con las normas establecidas en el Código de la Construcción Ecuatoriana y la norma INEN que exige elementos resistentes a movimientos telúricos. Como dato adicional se determinó que la mayoría de las edificaciones de la ciudad el promedio de las resistencias del concreto es de 40Kg/cm² cuando lo mínimo que se debe usar según normas ecuatorianas es de 210Kg/cm², siendo la mayoría de las edificaciones que incumplen las normas las que no presentaban planos oficiales y su proceso constructivo fue informal, aseguró el Ing. Julio Piedra, miembro de la Comisión Estructural Ecuatoriana que ejecutó la investigación.

El 16 de abril de 2016 se registró un 7.8 grados en la costa Oeste de Ecuador la cual causó que la localidad de Pedernales, que más tarde se conocería fue el epicentro real del terremoto, fuera destruida en un 75%, en la ciudad de Guayaquil a 400 Km de distancia se produjeron colapsos de puentes y de más de 20 edificaciones y en la ciudad de Cuenca se produjo el colapso de 3 edificaciones que no presentaban registros en las municipales locales y también afectó a 2 templos produciendo grietas grandes en sus cúpulas y columnas.

El Perú, está expuesto a este tipo de fenómenos naturales que pueden desencadenar desastres, situación que no es muy favorable teniendo en cuenta que existe un crecimiento informal y desordenado de la población, situación que añadida al hecho que no se tiene una planificación de infraestructura urbana, lo ponen en riesgo afectando a: la seguridad, la vida de la población, la infraestructura y el patrimonio [4].

Según los Ingenieros de Prisma, las zonas con mayor riesgo sísmico se ubican en toda la costa del país. *“La mayor parte de Lima tiene un suelo privilegiado, pero en Ica, Trujillo, Chiclayo y Piura los suelos son muy blandos, siendo el riesgo más alto al ser suelos de poca resistencia. Esto también se presenta en Tacna en urbanizaciones nuevas ubicadas en los arenales”* [5].

Lo anterior mencionado se confirma con un informe del instituto Geofísico del Perú (IGP) en el 2017 que menciona que se han identificado 35 zonas urbanas de alto riesgo del país, las cuales se concentran en la costa centro, al norte (entre Lambayeque y Piura) y al sur (en Moquegua y Tacna).

Se estima que el 50% de los colegios estatales en la región de Lambayeque están en mal estado y el principal problema es la deficiente infraestructura [6]

Por otra parte, lo anterior mencionado también es debido a un erróneo diseño estructural, ya sea por: falta de cumplimiento de las normativas al momento del cálculo, por un incorrecto criterio del profesional responsable, por una mala estructuración, por una mala supervisión al momento de la ejecución del proyecto o por un deterioro y un mal estado de conservación de los elementos estructurales de una edificación.

Por este motivo es que deberían ser estudiadas para así conocer la situación de estas y posteriormente buscar diferentes mecanismos para reducir el riesgo sísmico, para ellos es necesario determinar la vulnerabilidad sísmica.

Acerca de este tipo de investigaciones siempre surge la duda ¿Por qué es necesaria el análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación existente?

En primer lugar, el analizar una edificación existente es necesario debido a que las normas de diseño sismorresistente siempre sufren modificaciones, surgiendo así cambios significativos en cada actualización trayendo consigo un mayor perfeccionamiento en los criterios de diseño sismorresistente, comportamiento, etc. La normativa peruana tiene una filosofía y principio de diseño que se basa en evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad, además que las instituciones educativas son consideradas esenciales los cuales cuya función no debería interrumpirse ante la acción de un sismo y deba servir como refugio ante un desastre, bajo esos principios

¿Cómo no querer cumplir estos objetivos en edificaciones institucionales existentes y se encuentran en un uso actual? [7].

Además de manera general se puede decir que el objetivo principal de la Ingeniería Sismorresistente es la reducción de las pérdidas de bienes materiales y de vidas humanas durante los terremotos. Este objetivo de protección ha motivado que la Ingeniería Sismorresistente dirija sus estrategias, procedimientos y métodos con el afán de lograr la supervivencia de las obras frente los antes mencionados sismos. Las propuestas presentadas para el diseño de edificaciones son similares en esencia, es decir, siempre y cuando se tengan bien definidos los datos del entorno y de lo que se quiera edificar se establecen las características estructurales que garanticen el comportamiento ideal que una edificación en cada nivel de peligro.

En el entorno local, por ejemplo, la institución educativa secundaria CAP. FAP. José Abelardo Quiñones Gonzáles presenta daños en su estructura, deterioro de sus columnas y muros, entonces una forma de conocer el daño que puede sufrir mediante eventos sísmicos es mediante los índices de vulnerabilidad sísmica que plantea el método japonés, es por eso por lo que en esta investigación se optó por evaluar dichos índices.

1.1. Objetivo General

- Analizar la vulnerabilidad sísmica los colegios públicos secundarios del distrito de Chiclayo – Lambayeque

1.2. Objetivos Específicos

- Elaborar, aplicar y analizar una ficha de evaluación de forma, mantenimiento y daños anteriores de la edificación según lo solicitado por el método Hirosawa.
- Estimar los valores para del índice básico de sismicidad (E), en base a los análisis efectuados, para las edificaciones en estudio.

- Determinar los índices de vulnerabilidad sísmicas (IS e IS0), empleando el método de Hirosawa, para las edificaciones de las instituciones educativas a estudiar.
- Determinar si las edificaciones de las instituciones públicas secundarias de Chiclayo son vulnerables o no frente a una actividad sísmica.
- Determinar el grado de vulnerabilidad de las estructuras realizando una comparación relativa de los resultados de los índices de vulnerabilidad.
- Plantear un reforzamiento estructural para la edificación más vulnerable según los resultados obtenidos en las fases anteriores.

A continuación, se evaluará cada uno de los aspectos que traería consigo esta investigación:

En el aspecto económico, el hecho de reducir pérdidas de vidas humanas y de bienes materiales aporta muchísimo a reducir gastos de reconstrucción causados sismos de gran intensidad, en las cuales se puede ahorrar no solo en minimizar gastos de reconstrucción, se puede disminuir tiempo de trabajos de rescate al no haber muchos escombros en edificaciones con daños no tan graves ya que, la presente investigación da lugar a plantearse a futuro reforzamientos estructurales de estas edificaciones.

En el aspecto ambiental son muchas los daños al medio ambiente que derivan del sismo, pero la más visible e inmediata es la generación de residuos, así que realizando un correcto análisis de vulnerabilidad sísmica se prevé se puede determinar que edificaciones son más propensas a producir estos residuos o escombros después de un sismo de gran intensidad. Aplicando estos conocimientos en proyectos futuros reforzar estas edificaciones y reducir este problema.

En el aspecto social este proyecto se justifica debido a que como antes se ha mencionado con un análisis de vulnerabilidad sísmica como base para un futuro reforzamiento se reduce la pérdida de vidas humanas o daños graves a edificaciones como hospitales, instituciones educativas o asilos los cuales cumplen una función primordial ya sea de albergue, salud o formativos en el día a día en la comunidad. En nuestro caso nuestra población son instituciones educativas.

En el punto de vista científico, se ha estudiado poco la vulnerabilidad sísmica de la región norte del país y al realizar esta investigación tendrá importancia ya que, dependiendo del uso que se le dé al conocimiento servirá como material de apoyo para nuevas y futuras investigaciones ya sea de análisis de vulnerabilidad sísmica de otra localidad como lo son las de reforzamiento de una edificación.

Basándose en las justificaciones expuestas anteriormente, el análisis de vulnerabilidad sísmica es un estudio de gran importancia el cual puede ayudar a mejorar la calidad de vida de las personas y salvaguardar estas mismas ante un evento sísmico producto de las condiciones geológicas que afronta nuestro país.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del problema

M. A. Hernández, “Vulnerabilidad Sísmica de Edificios del Campus Mocambo de la Universidad Veracruzana”, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Aplicada (Estructuras), Universidad Veracruzana, Veracruz, México, 2016.

La presente tesis del año 2016 realiza un diagnóstico de evaluación sísmica estructural de las edificaciones que conforman parte del campus de la Universidad Veracruzana, con el objetivo de determinar su estado actual y la susceptibilidad a sufrir diversos daños ante la presencia de un evento sísmico significativo y con esos resultados se pueda identificar los lugares en donde se localizan o podrían localizarse daños, además de recomendar y sugerir técnicas necesarias para el reforzamiento estructural. Esta investigación servirá de guía para la utilización del método japonés como método de vulnerabilidad sísmica para edificaciones con uso educativo.

L. A. M. Cárdenas, “Análisis de la vulnerabilidad estructural del Hotel Comercio”, Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú, 2008.

La presente tesis realizada en la Universidad Ricardo Palma en el 2008 presenta información general respecto de las características sísmicas del país, describiendo los factores que hacen vulnerable a la estructura ante la presencia de un movimiento sísmico. Se describen los materiales y elementos estructurales usados en la estructura tales como muros, entrepisos y pilares. Luego, presenta una reseña histórica, descripción y estado actual de la estructura dando a conocer problemas encontrados en la estructura. Para determinar el método de vulnerabilidad se mencionó varios métodos y al final se optó por aplicar el método Demanda vs Resistencia. Así mismo en las conclusiones se muestra la situación actual de la estructura frente a solicitaciones sísmicas exigidas por la demanda. Esta investigación servirá para ampliar nuestros conocimientos en el análisis de elementos estructurales de un edificio de concreto armado.

K. A. Reyes, “Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la ciudad de Pomalca”, Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil Ambiental, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, Perú, 2013.

La presente tesis realizada en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo en el 2013 tiene como finalidad proponer el plan de uso de suelos y el reforzamiento sísmico de las viviendas del distrito de Pomalca, región Lambayeque. Para ello, se realizó un diagnóstico, en

el cual se identificó mediante la ficha de verificación, que el 63% de viviendas son de adobe y albañilería. Siendo una de las causas principales que incrementa la vulnerabilidad sísmica de la edificación, sumando a ella el tipo de suelo, el cual, mediante los ensayos de sondajes eléctricos verticales, se obtuvo un suelo blando o flexible con estratos de gran espesor. Aunando ambos parámetros se determinó que, para la ciudad de Pomalca, se espera una intensidad máxima probable de IX en la escala de Mercalli, con un máximo de 70% de daño estructural en viviendas de adobe. Obtenidos los resultados, se infirió que es conveniente reforzar las viviendas de adobe, y mantener una zonificación para el uso de suelo. Servirá como guía para la creación de la ficha de verificación de los edificios a estudiar.

K. G. Martínez, “Propuesta del método de evaluación analítica en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de cinco niveles del centro de Chiclayo”, Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil Ambiental, Chiclayo, Perú, 2017.

La presente tesis realizada en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo en el 2017 es el resultado de una investigación descriptiva y aplicada, en la que se evalúa la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de cinco niveles del centro de Chiclayo por medio de dos métodos, a partir de los cuales se obtiene los desplazamientos máximos, las irregularidades extremas y la vulnerabilidad de la estructura, exponiendo en la presente investigación las bondades de cada método. Los métodos que se aplican en el desarrollo de la tesis son el método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini y el método de evaluación analítica. El objetivo principal de la tesis es proponer el método de evaluación analítica, el cual realiza una evaluación de las edificaciones a través de un software de análisis estructural basado en métodos numéricos como SAP2000 y así, a partir de ahora hacer el uso de estos softwares en la determinación de la vulnerabilidad sísmica. De los resultados obtenidos por medio de esta tesis nos podemos dar cuenta que, el centro de Chiclayo se encuentra en un gran riesgo al tener tantas edificaciones vulnerables, ya que con la ocurrencia de un evento sísmico de magnitudes considerables muchas edificaciones podrían terminar destruidas, lo que podría ocasionar la muerte de muchas personas, la interrupción y daños en las actividades socioeconómicas e infraestructura. De esta investigación podemos obtener información acerca del método analítico para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones.

a) Vizconde, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente: Clínica San Miguel”, Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad de Piura, Piura, Perú.

La presente tesis desarrollada en la Universidad de Piura en 2004 tiene como objetivo primordial es descubrir, en el edificio de la Clínica San Miguel, aquellos puntos débiles que fallarían al ocurrir un evento sísmico para posteriormente proceder a una intervención estructural. En la evaluación de un edificio existente el objetivo es determinar cómo éste responderá realmente a unas fuerzas ya dadas. Se trabaja con las propiedades reales del material, las cargas reales sin amplificarlas, el modelo lo más exacto posible y se analiza cómo serán realmente la interacción de elementos estructurales con los no estructurales y viceversa en el comportamiento sísmico del edificio. Para este estudio se aplicaron unos métodos como el FEMA 154 (ATC 21), el FEMA 310 (ATC 22), además de la evaluación no estructural de equipos y demás elementos no estructurales. Con el primer método se identifica aquel edificio que es más vulnerable y con el segundo, se evaluó de manera más detallada. Los resultados se expresan en tablas donde se compara la resistencia del elemento con la demanda que le impone el sismo. En las conclusiones se expresa la necesidad de dar mayor ductilidad a los muros de albañilería o tabiques por absorber ya sea columnas o vigas que fallarían ante un sismo. Esta investigación nos brindará las bases acerca de la evaluación de un edificio existente y de cómo analizar su comportamiento sísmico.

2.2. Bases Teóricas-Científicas

2.2.1. Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (2018) Norma E.030 Diseño Sismorresistente

La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018) establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios y filosofía del diseño sismorresistente. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultarán dañadas por la acción de los sismos.

2.2.2. Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (2009) Norma E.060 Concreto Armado

La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2016) establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios y filosofía del diseño sismorresistente. Se aplica al diseño de todas las

edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultarán dañadas por la acción de los sismos.

2.2.3. NTP 339.181: 2013 (Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido, esclerometría)

Establece el procedimiento para la determinación del número de rebote en el concreto endurecido usando un martillo de acero accionado por resorte. (INACAL, 2013) Con este ensayo podremos determinar la resistencia a compresión de concreto existente, el método Hirosawa recomienda este ensayo para su desarrollo, pero si los resultados varían con los presentados en las especificaciones técnicas por más del 20% (disminución), se determinará la resistencia del concreto con un método destructivo.

2.2.4. NTP 339.621: 2004 (Unidades de albañilería: método de ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería)

Publicada el 25 de diciembre del 2015. Esta presente norma técnica peruana establece el método de ensayo para la determinación de la resistencia a la compresión diagonal o corte, en muretes de albañilería las cuales deben tener unas dimensiones mínimas de 600mm*600mm, mediante la aplicación de una carga de compresión a lo largo de una diagonal. Lo anterior mencionado origina una falla por tracción diagonal lo que produce fisuras en la dirección paralela a la carga aplicada. Esta norma no pretende abarcar todos los temas de seguridad asociados ya que es responsabilidad del usuario de la presente norma técnica peruana establecer la práctica apropiada para la seguridad antes de su uso.

2.2.5. Sismos

Los sismos son vibraciones o movimientos de la corteza terrestre causada por ondas sísmicas que se generan por la liberación rápida de energía acumulada en la parte superior de la corteza y en esta misma.

Los sismos se clasifican por la cantidad de energía liberada y se les clasifica mediante escalas de magnitud y estas son calculadas en función de los periodos y amplitudes de las ondas sísmicas registradas. La escala de Richter es la escala de magnitud más popular y tradicional, pero otras escalas utilizadas son las de uso común por sismólogos tales como: mb, Ms, Mw, Me.

2.2.6. Sismicidad

La sismicidad es el análisis de la distribución y presencia de un temblor o sismo y de la cantidad de energía que libera, es por eso que con la sismicidad se puede describir la calidad o grado de ser de una determinada región, ya sea por el número de sismos por áreas o

volúmenes y unidad de tiempo, modos de ocurrencia y sus efectos y consecuencias en la superficie.

2.2.7. Sismicidad en el Perú

El Perú se encuentra en una de las partes del mundo con mayor actividad sísmica, por lo tanto, está siempre expuesto a los peligros, que trae consigo pérdida de vidas humanas y pérdidas de materiales.

La actividad sísmica es consecuencia de la interacción de la placa tectónica de Nazca con la Sudamericana y de los reajustes que se producen en la corteza terrestre debido a esta, pero también como consecuencia de actividades sísmicas secundarias como lo es la acción compresiva del escudo brasileño contra el cinturón andino.

2.2.8. Vulnerabilidad Sísmica

Es la propiedad intrínseca del elemento o grupo de elementos de una estructura, susceptibles o expuestos a sufrir daños mediante efectos de un evento sísmico.

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en una edificación es necesario enfocarse en un estudio cuyo desarrollo permita identificar la susceptibilidad en la edificación existente de sufrir determinado daño por evento sísmico [8].

2.2.9. Métodos para determinación de la vulnerabilidad sísmica

Para poder determinar la vulnerabilidad sísmica en una estructura, existen métodos de análisis cualitativos y cuantitativos.

2.2.9.1. Métodos Cualitativos

Los métodos cualitativos normalmente califican la estructura de la edificación mediante sus características generales utilizando índices. Estos índices han determinados por métodos empíricos y también métodos experimentales, que permiten identificar el riesgo de la estructura y en algunos casos el nivel de daño. Entre los principales métodos cualitativos podemos mencionar: Método Hirosawa (1992), Gallego y Ríos (1986), Shiga (1997) y Meli (1991).

2.2.9.2. Métodos Cuantitativos

Los métodos cuantitativos se basan en realizar un análisis más intenso y no necesariamente tienden a ser más precisos. Normalmente son extensiones propias de los procedimientos de diseño y análisis sismorresistentes recomendados por las normas de cada país.

2.2.10. Método Hirosawa

El método propuesto por Hirosawa es utilizado para la evaluación de seguridad sísmica de edificios de concreto reforzado, además de ser el método oficial utilizado por el Ministerio de Construcción de Japón para determinar la vulnerabilidad sísmica.

El método fue propuesto inicialmente para ser utilizado en edificaciones de concreto armado de altura media existentes o dañados, de alrededor de 6 a 8 pisos, pero con diversas actualizaciones y con estudios más recientes el método se ha aplicado a edificaciones de concreto armado y mampostería.

Se ha propuesto utilizar este método a un primer nivel de evaluación debido a que el método nos recomienda que para colegios en Japón se debe realizar un estudio de esta magnitud, un estudio de primer nivel, además el Perú al ser un país con características sísmicas similares al Japón el método es aplicable para nuestro contexto.

El método Hirosawa ya ha sido utilizado para determinar los riesgos de edificaciones esenciales como los son hospitales en el Perú, introduciendo modificaciones a la metodología acordes a los materiales constructivos y términos utilizados por el Perú.

III. METODOLOGIA

3.1. Tipo y nivel de investigación

El método fue propuesto inicialmente para ser utilizado en edificaciones De acuerdo con el fin que se persigue esta investigación es considerada aplicada, debido a que:

- Se desea conocer y plantear modificaciones de una realidad problemática. (Datos de edificaciones institucionales existentes en mal estado)
- Posee información importante que tarde o temprano conducirá a alguna aplicación valiosa. (Sirve como base para un proyecto de reforzamiento o puede ser aplicado en evaluación de vulnerabilidad sísmica de otras edificaciones).
- Se está aplicando una metodología existente para resolver una problemática (Método Hirosawa)

De acuerdo con el tipo de datos analizados esta investigación es considerada una investigación cuantitativa.

3.2. Diseño de investigación

3.2.1. Hipótesis

La hipótesis que se planteó fue la siguiente:

- Los colegios públicos secundarios en el distrito de Chiclayo son vulnerables ante eventos sísmicos.

3.2.2. Diseño de contrastación de hipótesis

De acuerdo con la metodología para demostrar la hipótesis esta investigación es considerada no experimental, descriptiva. Debido a que:

- Se estudia e investiga las características y propiedades más representativas del objeto de estudio, en este caso, las aulas de instituciones públicas secundarias en Chiclayo.
- Se seleccionará características fundamentales del objeto de estudio y se hará una descripción detallada de cada una de sus partes.

3.3. Población, muestra, muestreo

3.3.1. Población

La población del estudio es todas las aulas de concreto armado y albañilería confinada de las instituciones educativas públicas del nivel secundario en el distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo, región de Lambayeque, en la República del Perú. Se ha decidido solo optar por

este tipo de edificaciones debido a que estructuras como coliseos de estructuras metálicas y aulas de adobe no se adaptan al análisis de vulnerabilidad planteado por Hirosawa.

Según la Estadística de la Calidad Educativa (ESCALE), existen un total de 18 instituciones educativas 16 de ellas dependen del sector educación (colegios públicos) y 2 de ellas dependen de otro sector público, en este caso la Policía Nacional del Perú.

TABLA I. RELACIÓN DE INSTITUCIONES PÚBLICAS SECUNDARIAS ACTIVAS DE CHICLAYO.

Nombre de IE	Gestión / Dependencia	Dirección de IE	Alumnos (Censo 2017)	Docentes (Censo 2017)	Secciones (Censo 2017)
NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO	Pública - Sector Educación	CALLE MANUEL GUTIRREZ CANDIA 320	1504	69	42
NUESTRA SEÑORA DE FATIMA	Pública - Sector Educación	CALLE JOSE CARLOS MARIATEGUI 250	219	14	10
SANTA MAGDALENA SOFIA	Pública - Sector Educación	AVENIDA SALAVERRY 306	1951	109	73
11014 INMACULADA CONCEPCION	Pública - Sector Educación	CALLE RACARRUMI - URB FEDERICO VILLAREAL 399	940	36	23
10042 MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK	Pública - Sector Educación	CALLE TUNGASUCA S/N	557	37	22
AUGUSTO SALAZAR BONDY	Pública - Sector Educación	CALLE OASIS S/N	269	23	14
RAMON ESPINOZA SIERRA	Pública - Sector Educación	AVENIDA ARICA 371	301	16	10
11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ	Pública - Sector Educación	CALLE SOR ANA DE LOS ANGELES S/N	361	24	16
KARL WEISS	Pública - Sector Educación	AVENIDA MARISCAL NIETO 520	1588	81	58
SAN JOSE	Pública - Sector Educación	AVENIDA ELVIRA GARCIA Y GARCIA 167	2883	153	102
ELVIRA GARCIA Y GARCIA	Pública - Sector Educación	AVENIDA JORGE CHAVEZ 1004	587	49	32
FEDERICO VILLARREAL	Pública - Sector Educación	AVENIDA 7 DE ENERO 1760	639	37	23
10030	Pública - Sector Educación	AVENIDA ELVIRA GARCIA Y GARCIA 1081	194	15	10
11023 ABRAHAM VALDELOMAR	Pública - Sector Educación	AVENIDA SALAVERRY 241	174	15	10
CAP. FAP. JOSE ABELARDO QUIÑONES	Pública - Sector Educación	MZ XVI LOTE 1 ETAPA I	112	12	7
TOTAL			12279	690	452

Fuente: Estadística Educativa del Ministerio de Educación del Perú. (ESCALE) 2017.

3.3.2. Muestreo

Debido a que tenemos una población finita, de menos de 100'000 elementos tendríamos que la fórmula para determinar el tamaño de la muestra sería:

$$n = \frac{Z^2 * p * q * N}{e^2 * (N - 1) + Z^2 * p * q}$$

Donde:

- n = Tamaño de la muestra
- p = Probabilidad que la hipótesis sea verdadera
- q = (1-q) Probabilidad de la no ocurrencia de la hipótesis
- e = Error estimado por estudiar una muestra en lugar de toda la población.

- Z = Coeficiente de confiabilidad que corresponde a una distribución normal según el porcentaje de confianza requerida.
- N = Tamaño de la población.

En este caso p es 0.5 (50%) debido a que hay una probabilidad de que la estructura sea o no vulnerable sísmicamente sin realizar un análisis previo, q en este caso sería 0.5. Se tomará una confiabilidad de 95%, entonces el error es de 0.05 (5%), Z para ese nivel de confiabilidad es 1.96.

En este caso la muestra o “ n ” del resultado serían 15 instituciones educativas.

3.3.2.1. Descripción de la muestra

Las edificaciones de las aulas de las instituciones educativas estudiadas en la presente tesis son todas pertenecientes al tipo de gestión pública y dependen del sector educación, siendo todas del nivel secundario. Están ubicadas como bien se menciona en el título de la investigación en el distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo, región de Lambayeque en la República del Perú.

Las edificaciones varían en un rango de construcción desde 1967, como es el caso del colegio “I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones Gonzales”, hasta las de 2017 como las de la “I.E. 10030 Naylamp”, entonces la presente investigación presentará también un análisis de la evolución de los locales escolares de concreto armado.

Se puede decir que en la década de los 60’s se empiezan a construir los colegios del tipo “780 pre”, con la cualidad de agregar tabiquería confinada en el sentido longitudinal de estas.

Luego de los sismos de los años 1966, 1970 y 1974 se cambió el diseño agregando una junta de separación de 1.5 cm.

Sin embargo, luego del sismo de Nazca de 1996 se evidenció que la separación era insuficiente y se debía mejorar el diseño. Posterior a esto también se publicó una norma sismorresistente mucho más conservadora y con esto se comenzaron a construir los colegios tipo modular 780 post, cuya rigidez en el sentido longitudinal era mayor. Este tipo de módulo se modificó posterior al sismo de Arequipa en 2001 y el de Pisco en 2007, desde ese momento se pudo decir que los colegios del tipo modular 780 post son los módulos de colegios más protegidos.

3.4. Criterios de selección

Se han seleccionado los colegios públicos secundarios con aulas de concreto armado o albañilería confinada, se ha tomado como lugar el distrito de Chiclayo en la región de Lambayeque por ser el contexto en el cual actualmente estoy desarrollando mi carrera

universitaria. Este tipo de muestreo es un muestreo probabilístico simple, debido a que los objetos de estudio tienen las mismas probabilidades de ser elegida parte de la muestra.

3.5. Operacionalización de variables

TABLA II. CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

VARIABLE INDEPENDIENTE	INDICADORES	INSTRUMENTO	ÍNDICE		
			% Internos	%TOTAL	
<u>Vulnerabilidad sísmica de instituciones educativas públicas secundarias en Chiclayo</u>	Resistencia a la compresión	NTP 339.181 / Registro de Resistencias	15%	10%	65%
	Ductilidad	Condiciones del método Hirosawa	30%	20%	
	N° de Pisos	Planos de Arquitectura	15%	10%	
	Áreas de Elementos Estructurales	Planos de Estructuras	30%	20%	
	Altura de entrepiso	Planos de Estructuras	10%	7%	
	Regularidad en Planta	Plano de Arquitectura y Estructuras, condiciones del método Hirosawa	17%	3%	18%
	Relación Largo Ancho		17%	3%	
	Contracción de planta		17%	3%	
	Juntas de Dilatación		17%	3%	
	Presencia de Sótanos		17%	3%	
	Irregularidades de distribución de rigidez y masa		17%	3%	
	Deformaciones Permanentes	Visitas a Campo y condiciones del método Hirosawa	20%	4%	18%
	Grietas en elementos estructurales		20%	4%	
	Daño por incendio		20%	4%	
	Uso		20%	4%	
	Daño estructural		20%	4%	

Fuente: Elaboración Propia

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1. Técnicas

Las técnicas empleadas para el desarrollo del proyecto son:

- **Investigación:** Mediante la recopilación de la información requerida y desarrollo de técnicas para la correcta elaboración de la presente investigación.
- **Observación directa:** Observando las variables en el contexto actual.
- **Análisis de Contenido:** Mediante la interpretación de la información obtenida en las diferentes fuentes bibliográficas consultadas

3.6.2. Fuentes y Programas

Las fuentes utilizadas son:

- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). 2006.
- Norma Japonesa: Japan Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings. (2001)

Los programas por utilizar serán:

- Microsoft Office: Excel Word y Power Point
- SAP2000

3.7. Procedimientos

3.7.1. Ensayos

3.7.1.1. Ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido, esclerometría

a) Normativa

NTP 339.181: 2013 (Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido, esclerometría)

b) Objetivo del ensayo

El siguiente método es aplicable para determinar la uniformidad del concreto para delinear zonas o regiones de baja calidad o de concreto deteriorado en las estructuras. Se utiliza también para la estimación de la resistencia a la compresión del concreto in-situ.

c) Instrumentos y equipos

- Esclerómetro
- Tiza para marcar cuadrícula de impactos
- Microsoft Office Excel

d) Procedimiento

- Se tiene el área a evaluar lista para comenzar con el ensayo y se marca la cuadrícula para poder determinar el número de rebote en un cuadro de 3x3 de 2cm por cuadro.

- Se realiza el ensayo de esclerometría colocando de manera vertical el esclerómetro al elemento estructural analizado y se toma nota de los datos obtenidos en campo.
- Se procede a recopilar todos los datos e insertar en una hoja de cálculo (el ensayo es realizado por cada pabellón analizado en cada colegio de la muestra planteada en la presente investigación).



Fig. 1. Preparación para ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.



Fig. 2. Ensayo de esclerometría en I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González

Fuente: Elaboración propia.

e) Cálculos

- Los resultados obtenidos del número de rebote se transforman de su unidad original (N/mm^2) a la requerida para el análisis de vulnerabilidad sísmica según método Hirosawa (Kg/cm^2) en una ficha de cálculo.

3.7.1.2. Ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería

a) Normativa

- NTP 339.621:2004 (Unidades de albañilería: método de ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería)

b) Objetivo del ensayo

Este método de ensayo fue desarrollado para medir con mayor precisión la resistencia al corte de la albañilería.

c) Instrumentos y equipos

- Máquina de ensayo: La máquina de ensayo deberá tener la suficiente capacidad de carga en compresión y proveerá la velocidad de carga especificada en la NTP 339.621:2004. Deberá ser capaz de aplicar la carga de manera continua, sin intermitencias y sin impactos.
- Escuadras de carga: Se deberán utilizar dos escuadras de carga de acero para aplicar la carga de la máquina al espécimen.

d) Procedimiento del ensayo

- Se realizan las muestras a ensayar de los muretes de albañilería, en este caso se consideró que en los colegios analizados se identificaron 2 tipos de muros utilizados en los módulos de instituciones educativas tipo modular 780-pre y 780-post.
 - Muretes con ladrillo tipo artesanal con mortero de dosificación 1:1:5 (Cemento, Cal y Arena)
 - Muretes de ladrillo tipo KK industrial con mortero de dosificación 1:4 (Cemento y Arena)



Fig. 3. Elaboración de muretes de albañilería para ensayos de compresión diagonal

Fuente: Elaboración Propia



Fig. 4. Muretes listos para ensayar para determinar su resistencia a la compresión diagonal

Fuente: Elaboración Propia

- Se ubica las escuadras superior e inferior de manera que estén centradas en las respectivas superficies de carga de la máquina de ensayo.



Fig. 5. Colocación de muretes en la máquina de ensayo

Fuente: Elaboración Propia

- Asentar el espécimen en una posición centrada y a plomo sobre la posición centrada sobre una cama de material refrentado de yeso en la escuadra inferior de carga. Este procedimiento se realiza para los 3 especímenes por tipo de muro a analizar.

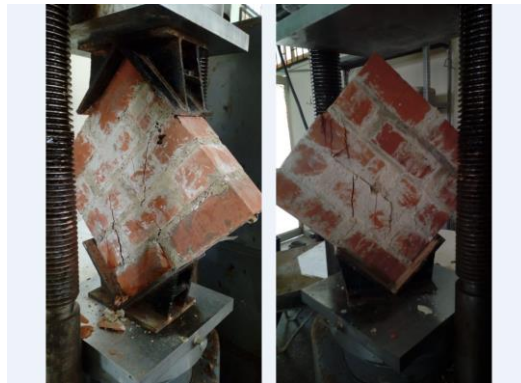


Fig. 6. Rotura de los muretes de albañilería

Fuente: Elaboración Propia



Fig. 7. Ensayo de compresión diagonal de muretes en laboratorio de materiales de UNPRG

Fuente: Elaboración Propia

e) **Procedimiento de cálculos**

- Esfuerzo cortante: Calcular el esfuerzo cortante en los muretes sobre la base del área bruta de la diagonal cargada.

$$V_m = \frac{0.707 P}{A_b}$$

Donde:

- V_m : Esfuerzo cortante sobre el área bruta, en MPa
- P : Carga aplicada, en N
- A_b : Área bruta del espécimen, en mm^2

$$A_b = \frac{l + h}{2} * t$$

Donde:

- l : largo del murete, en mm
- h : altura del murete, en mm
- t : espesor total del murete, en mm

f) **Resultados y análisis de los cálculos**

- Los resultados de los ensayos de compresión diagonal de muretes dieron los siguientes resultados:

TABLA III. RESULTADOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DIAGONAL DE MURETES.

RESULTADOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DIAGONAL DE MURETES			
Muro Tipo I (780-pre)		Muro Tipo II (780-post)	
Muestra	v'm (Kg/cm2)	Muestra	v'm (Kg/cm2)
N°01	7.85	N°01	17.12
N°02	10.77	N°02	13.76
N°03	9.62	N°03	15.34
V'm (corregido)	8.36	V'm (corregido)	14.07

Correcciones realizadas según norma E.070 Albañilería

Fuente: Elaboración Propia

3.7.2. Método de Evaluación

3.7.2.1. Método Hirosawa

a) Normativa

Japan Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings.

b) Objetivo del método

El método Hirosawa para tiene como objetivo determinar la vulnerabilidad sísmica de una edificación de concreto armado o albañilería confinada al realizar una relación entre 2 índices I_s (Índice Sísmico de la Estructura) y el I_{s0} (Índice de Juicio Estructural).

- Si $I_s \geq I_{s0}$, se considera que la edificación estudiada tiene un comportamiento sísmico seguro ante un evento sísmico.
- Si $I_s < I_{s0}$, se considera que la edificación estudiada tiene un comportamiento dudoso o incierto ante un evento sísmico, por lo cual se considera inseguro.

c) Instrumentos

- Planos estructurales.
- Hojas de cálculo para el cálculo de los índices.
- Programas de modelado estructural (SAP200 o Etabs), para el análisis en segundo nivel.
- Observación y análisis.

3.7.2.1.1. Evaluación al primer nivel

a) Cálculo del Índice I_s

Este índice se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$I_s = E_0 * S_D * T$$

Donde:

- E_0 = Índice sísmico básico de comportamiento estructural.
- S_D = Índice de configuración estructural.
- T = Índice de deterioro de la edificación

b) Cálculo del Índice E_0

Este índice sirve para evaluar el rendimiento sísmico básico de la edificación asumiendo otros subíndices y se calculará por cada piso y a cada dirección basándose sobre la resistencia última, modo de falla y la ductilidad del edificio.

Esta se determina en cada dirección de la planta multiplicada por la suma de los productos de la superficie de las secciones transversales de un muro o columna y de sus resistencias de corte, disminuyendo este producto por un factor (α_i), que toma en cuenta la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a una deformación menor que el resto de los elementos estructurales: Columnas cortas, muros de mampostería, columnas de concreto reforzado, muros estructurales.

A un nivel de evaluación de primer nivel, el índice sísmico básico de comportamiento de la estructura es proporcional al producto del coeficiente de ductilidad (F) y el de resistencia.

$$E_0 = F * C$$

Para la determinación del E_0 , se debe clasificar todo elemento o subestructura vertical que forma parte de la estructura sismorresistente en las siguientes categorías:

- **Columnas cortas de concreto armado:** Son aquellas columnas en donde la relación h_0/D , entre la altura libre (h_0) y el ancho de la sección transversal (D), es igual o menor que 2. El comportamiento sísmico de estas estructuras se caracteriza por ser frágil debido al reducido nivel de deformación en el que se alcanza la resistencia y por la baja capacidad de deformaciones inelásticas.
- **Columnas de concreto armado:** Son todas las columnas en las que la relación h_0/D es mayor a 2.
- **Muros de concreto armado:** Son aquellos elementos de concreto reforzado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.
- **Muros de mampostería reforzada:** Son aquellos que se construyen utilizando muros de mampostería rodeados con elementos de concreto reforzado, vaciados posteriormente a la ejecución del muro y que actúan monolíticamente con estos.

Se consideran aquellos muros que se han diseñado y construido de tal manera que transmitan cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la cimentación; no se considerarán los muros que solo resisten cargas de peso propio, como los de los parapetos, tabiques de relleno o divisorios.

Esta clasificación se realiza para determinar la resistencia y determinar la capacidad de disipación de energía y de deformación inelástica que presentan los elementos anteriormente mencionados cuando el comportamiento sísmico depende de ellos.

El índice E_0 se calcula con la siguiente ecuación:

$$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * [\alpha_i * (C_{mar} + C_{SC} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c] * F$$

Donde:

α_i = Factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación que alcanzan la resistencia de los elementos que intervienen en el comportamiento sísmico de la edificación [9]. Los valores de este factor se presentan en la Tabla IV. cuando la capacidad sísmica responde a elementos más frágiles (Tipo A), menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente.

TABLA IV. VALORES DE LOS COEFICIENTES A_i .

Tipo	a1	a2	a3	Modo de Falla
A	1	0.7	0.5	Muros de relleno de mampostería o columnas cortas o muros de mampostería no reforzada y parcialmente confinada o muros de mampostería confinada controlan la falla.
B	0	1	0.7	Muros de concreto reforzado controlan la falla.
C	0	0	1	Columnas de concreto reforzado controlan la falla.

Fuente: Hirosawa (2001)

- n_p = Número de pisos de la edificación.
- i = Nivel que se está evaluando.
- C_{mar} = Índice de resistencia donde intervienen los muros de relleno de mampostería.
- C_{SC} = Índice de resistencia donde intervienen las columnas cortas de concreto armado.
- C_a = Índice de resistencia donde intervienen los muros mampostería no reforzados o parcialmente confinados.
- C_{ma} = Índice de resistencia donde intervienen los muros mampostería confinados.
- C_w = Índice de resistencia donde intervienen los muros de concreto armado.
- C_c = Índice de resistencia donde intervienen las columnas no cortas de concreto reforzado.
- F = Índice de ductilidad ligado a los elementos verticales en donde:
 - $F = 1$, si C_{mar} , C_a , C_{SC} son iguales a cero.
 - $F = 0.8$, si C_{mar} , C_a , C_{SC} son distintos a cero.

El término $(np + 1) / (np + i)$ es la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i , cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso de la edificación por sobre el nivel considerado.

Las ecuaciones propuestas para determinar los índices de resistencia " C_i " se consideraron las ecuaciones propuestas por Hirosawa e Iglesias para los elementos de concreto armado, para los elementos de mampostería de relleno se utiliza las ecuaciones propuestas por Iglesias y finalmente para los elementos de mampostería confinada se utilizaron las ecuaciones propuestas por Raymondi en 1990.

Las ecuaciones por utilizar son las siguientes:

$$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_0 * \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_{sc} = \frac{f'_c}{200} * \frac{15 * \sum A_{sc}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_w = \frac{f'_c}{200} * \frac{30 * \sum A_{m1} + 20 * \sum A_{m2} + 12 * \sum A_{m3} + 10 * \sum A_{m4}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_c = \frac{f'_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

Donde:

- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.
- $\sum A_{mar}$ = Suma de las áreas de los muros de relleno de mampostería del piso en evaluación en la dirección analizada.
- $\sum A_{sc}$ = Suma de las áreas de columnas cortas de concreto armado del piso en evaluación.
- $\sum A_{m1}$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, cuantía del refuerzo horizontal igual o mayor que 1.2% y una esbeltez (H/L) del muro mayor que 2.
- $\sum A_{m2}$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía del refuerzo horizontal mínima.
- $\sum A_{m3}$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación sin columnas o con alguna columna en alguno de sus extremos, cuantía del refuerzo horizontal mínima, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía del refuerzo horizontal mínima.
- $\sum A_{m4}$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación sin columnas o con alguna columna en alguno de sus extremos, y una esbeltez de muro mayor que 2.
- $\sum A_{c1}$ = Suma de las áreas de las columnas de concreto armado donde la relación entre altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.
- $\sum A_{c2}$ = Suma de las áreas de las columnas de concreto armado donde la relación entre altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.
- W_j = Peso del piso j.

- τ_0 = Resistencia al corte de muro de mampostería.
- σ_0 = Tracción normal debida al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.
- L = Largo del muro.
- H = Altura del piso si L es igual o mayor que 3 metros o altura libre del muro si L es menor que 3m.

c) Cálculo del Índice SD

El presente índice cuantifica el cómo influyen las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y masa en el comportamiento sísmico de la edificación.

La fuente de información principal para calcular el índice S_D son los planos estructurales y estos se complementan con visitas a terreno. Las características que son consideradas en la determinación de este coeficiente son:

- Regularidad en planta.
- Relación Largo-Ancho de la planta.
- Estrangulaciones de la planta.
- Espesor de las juntas de dilatación.
- Dimensiones.
- Ubicación de patios interiores.
- Existencia de sótanos.
- Uniformidad de la altura de los pisos.
- Excentricidad de rigidez en planta.
- Irregularidades de la distribución de las masas y de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura.

Hirosawa plantea calcular el índice S_D cuando se usa el primer nivel de evaluación de vulnerabilidad con la ecuación siguiente:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

Donde:

- $q_i = [1 - (1 - G_i) * R_i]$ para $i = 1,2,3,4,5,7$ y 8
- $q_i = [1.2 - (1 - G_i) * R_i]$ para $i = 6$

Los valores de G_i y R_i recomendados por Hirosawa en su método se indican a continuación:

TABLA V. VALORES DE LOS COEFICIENTES G_i Y R_i .

ITEMS (qi)	G_i			R_i
	1	0.9	0.8	
1. Regularidad	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1
2. Relación largo-ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0.5
3. Contracción de planta.	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.5
4. Atrio o patio interior.	$Rap = 0.1$	$0.1 < Rap \leq 0.3$	$0.3 < Rap$	0.5
5. Excentricidad de atrio o patio interior	$f1 = 0.4$	$f1 \leq 0.4$	$0.4 < f1$	0.25
	$f2 = 0.1$	$0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.3 < f2$	
6. Sótano o subterráneo	$1.0 \leq Ras$	$0.5 \leq Ras < 1$	$Ras < 0.5$	1
7. Junta de dilatación	$0.01 \leq s$	$0.005 \leq s < 0.01$	$s < 0.005$	0.5
8. Uniformidad de altura de piso	$0.8 \leq Rh$	$0.7 \leq Rh < 0.8$	$Rh < 0.7$	0.5

Fuente: Hirosawa (2001)

A continuación, se describirá cada una de las características:

- **Regularidad a:**

- a_1 = La planta es simétrica en cada dirección y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total. Estas salientes, son tomadas en consideración en el caso que $l/b \geq 0.5$ según la Figura N°3.9.

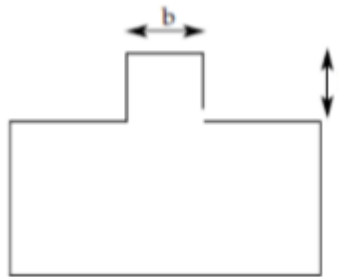


Fig. 8. Regularidad en planta.

Fuente: Japan Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (Hirosawa) 2001.

- a_2 = La planta no es regular y el área de salientes es igual o menor que el 30% del área total. En esta categoría se pueden ver las plantas del tipo U, L, T y otras.
- a_3 = La planta es más irregular que la del caso anterior y el área de salientes supera el 30% del área total de la planta.

- **Relación largo-ancho, B:**

Relación entre la dimensión mayor y menor de la planta.

En las plantas tipo U, T, L u otras se considera el lado mayor como 2 veces l, para l indicado en la Figura N°3.10.

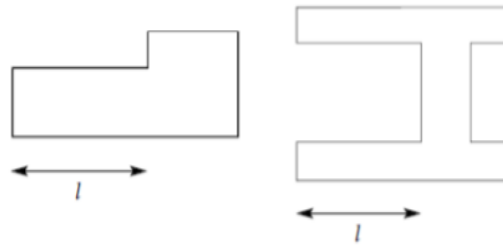


Fig. 9. Relación entre largo-ancho.

Fuente: Japan Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings
(Hirosawa) 2001.

- **Contracción de planta, c:**

Se considera la relación entre el lado derecho (D_1) y el lado izquierdo (D_0) en la planta de una edificación.

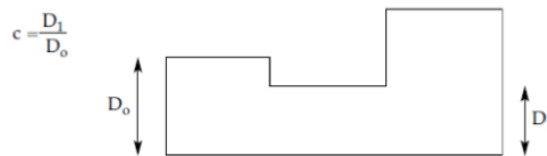


Fig. 10. Contracción de la planta.

Fuente: Japan Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings
(Hirosawa) 2001.

- **Atrio o patio interior, Rap:**

Relación entre el área de atrio y el área total de la planta, incluida el área del patio interior. Sin embargo, una caja de escalera estructurada de manera que se encuentra rodeada con muros de concreto armado no se considera en este análisis.

- **Excentricidad del atrio o del patio interior, f:**

Esta característica depende de 2 factores:

- f_1 = Relación entre la distancia del centro de la planta a la del centro del patio interior y la longitud menor de la planta.
- f_2 = Relación entre la distancia del centro de la planta a la del centro del patio interior y la longitud mayor de la planta.

- **Subterráneo o Sótanos, Ras:**

Relación entre el área promedio de la planta de los subterráneos o sótanos y el área promedio de la planta del edificio.

- **Junta de dilatación, s:**

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación.

Relación entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

- **Uniformidad de altura de piso, Rh:**

Relación entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

Según Hirosawa, el valor del índice SD se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenido por cada piso y con sus respectivas características adoptando así este valor como representativo para el edificio completo.

d) Cálculo del Índice T

El presente índice cuantifica los efectos producidos por el deterioro de la estructura, debido a al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otros eventos que pudieron haberla afectado. El índice se calcula a partir de información que se puede ser obtenida con visitas a campo y de la información que proporcione el propietario.

El índice T se determina con las tablas VI, VII, VIII, IX y X.; considerando que se usa un valor único del índice T para el edificio, este valor será el menor valor obtenido.

TABLA VI. VALORES DEL ÍNDICE T PARA DEFORMACIONES PERMANENTES. (T₁)

Deformación Permanente (T1)	
Característica	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial.	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial.	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente	0.9
Tiene visible deformaciones de vigas o columnas.	0.9
No presenta signos de deformación.	1

Fuente: Hirosawa (2001)

TABLA VII. VALORES DEL ÍNDICE T PARA GRIETAS EN MUROS O COLUMNAS DEBIDO A LA CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO. (T₂)

Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2)	
Característica	T2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras.	0.8
Presenta grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Presenta grietas visibles en muros.	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras.	0.9
Nada de lo anterior.	1

Fuente: Hirosawa (2001)

TABLA VIII. VALORES DEL ÍNDICE T PARA INCENDIOS. (T3)

Incendio (T3)	
Característica	T3
Ha experimentado incendio pero no fue reparado.	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado.	0.8
No ha experimentado incendio.	1

Fuente: Hirosawa (2001)

TABLA IX. VALORES DEL ÍNDICE T PARA EL USO DEL CUERPO O BLOQUE. (T4)

Uso del cuerpo o bloque (T4)	
Característica	T4
Almacena sustancia químicas.	0.8
No contiene sustancias químicas.	1

Fuente: Hirosawa (2001)

TABLA X. VALORES DEL ÍNDICE T PARA DAÑO ESTRUCTURAL. (T5)

Tipo del daño estructural (T5)	
Característica	T5
Presenta daño estructural grave.	0.8
Presenta daño estructural fuerte.	0.9
Presenta daño estructural ligero o no estructural.	1

Fuente: Hirosawa (2001)

e) Cálculo del Índice IS0

Este índice se calcula con la siguiente ecuación:

$$I_{s0} = E_{s0} * Z * G * U$$

Donde:

- E_{s0} = Resistencia sísmica básica requerida, los valores estándar deben de ser seleccionados independiente de la dirección del edificio con estos valores:
 - $E_{s0} = 0.80$ para el primer nivel de análisis.
 - $E_{s0} = 0.60$ para el segundo nivel de análisis.
 - $E_{s0} = 0.60$ para el tercer nivel de análisis.
- Z = Factor de zona sísmica: su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio. Los valores presentados por Hirosawa van del 0.5 a 1, donde 0.5 indica una zona no muy sísmica y 1 una zona altamente sísmica. Se relacionará y comparará los valores de zona presentados por la Norma Técnica Peruana E.030.

- G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas. Se considera un valor igual a 1 para condiciones topográficas sin pendiente o pendiente no muy considerables y un valor de 1.1 para zonas con pendientes considerables.
- U = Factor de importancia del edificio por su uso. Se tomarán en cuenta los valores de factor U presentados por la Norma Técnica Peruana E.030 debido a que los 2 (Método Hirosawa y E.030) utilizan las mismas categorías de edificaciones.

3.7.2.1.2 Evaluación al segundo nivel

El segundo nivel de estudio debe estar orientado a el estudio de estos siguientes puntos:

- Los esfuerzos de los materiales y secciones transversales para el cálculo de las resistencias de los miembros estructurales de los elementos de la edificación.
- Los rangos de fisuración y deformación estructural y sus grados de ocurrencia.
 - Se deberá realizar una modelación estructural para poder determinar las deformaciones de la estructura y compararlo con la normativa local del lugar donde se aplicó.

En el segundo nivel de inspección el inspector debe mantener una conducta de inspección visual de medición sin romper o dañar materiales, a excepción que para determinarse los daños exactos producidos por deterioro o agentes externos a una estructura deban removerse parte de los elementos estructurales.

a) Cálculo de Resistencias Últimas de los elementos estructurales.

Las fórmulas o métodos que estiman el límite de las intensidades se deben realizar con las normativas respectivas a cada país.

b) Cálculo del Índice de irregularidad SD

Para el estudio en segundo nivel se tendrá que analizar también:

- La uniformidad de la distancia del plano del piso entre los centroides de la gravedad y el centro de rigidez.
- La uniformidad de elementos estructurales con la relación del piso superior con los del piso inferior

c) Cálculo del Índice T

Para el cálculo del índice T en un estudio de segundo nivel debe calcularse con la siguiente fórmula:

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_N) / N$$

Donde:

- $T_1 = (1-p_1) \times (1-p_2)$.

- N = Número de evaluaciones de deterioro de elementos.
- p1 = Suma de los datos obtenidos en la Tabla XI debido a deformaciones permanentes y roturas en grietas.
- p2 = Suma de los datos obtenidos en la Tabla XI debido a deterioro por envejecimiento o el daño estructural.

TABLA XI. VALORES DEL ÍNDICE T PARA EL SEGUNDO NIVEL DE ANÁLISIS. (T)

ITEM	GRADO	Agrietamiento Estructural y deflección			El deterioro y envejecimiento		
		a	b	c	a	b	c
		1. Agrietamiento o causado por asentamiento diferencial. 2. Corte o agrietamiento diagonal en vigas, columnas y muros.	1. La desviación de una losa y / o viga, afectando en la función de no estructural elemento . 2. Igual que la izquierda pero no es visible de alguna la distancia. 3. Igual que	1. Agrietamiento estructural no correspondiente a los ítem a o b. 2. La desviación de una losa y / o viga, no correspondiente a los ítem a o b.	1. Agrietamiento del concreto debido a la oxidación del acero. 2. Oxidación de la barra de refuerzo. 3. Agrietamiento o causado por fuego. 4. Deterioro de hormigón causado por	1. Oxidación del acero de refuerzo debido a filtraciones de agua de lluvia. 2. Astillamiento del acabado de los materiales.	1. Notable tacha de hormigón al agua de lluvia, gotera de agua, y se producen productos químicos. 2. Deterioro o leve exfoliación de un acabado
	PORCIÓN						
	RANGO						
III	1) 1/3 o mas del número de	0.15	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011
Columnas & Muros	2) 1/3 - 1/9	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	3) 1/3 o menor	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	4) 0#	0	0	0	0	0	0
Subtotal							
Total		P1			P2		

Fuente: Determinación de los índices de vulnerabilidad estructural de edificaciones de albañilería confinada, empleando el método japonés. (Retis) 2015.

3.7.3. Levantamiento de colegios y planos estructurales

Para el correcto análisis de las edificaciones de las aulas de los colegios públicos secundarios en Chiclayo es necesario tener data como, por ejemplo: dimensiones de elementos estructurales, dimensiones de elementos no estructurales, peso de edificación, resistencia a la compresión de los elementos estructurales de concreto armado (esclerometría), resistencia al corte diagonal de tabiquería (resistencia al corte diagonal de muretes y estado de conservación).

Los primeros 3 datos se obtienen mediante los planos estructurales de las edificaciones, pero en algunos casos estos establecimientos no cuentan con dichos planos, es por eso por lo que se ha decidido realizar trabajo de campo para poder determinar las dimensiones de estos elementos estructurales, tomar nota de ellos y posteriormente plasmar lo medido en planos estructurales.

a) Instrumentos

- Wincha para medición
- Papel y lápiz para apuntar datos en campos
- Autodesk AutoCAD 2014

b) Procedimientos

- Se comienza visitando los colegios (previo permiso de sus autoridades) para comenzar con el levantamiento.



Fig. 11. Visita al colegio I.E. Augusto Salazar Bondy para levantamiento.

Fuente: Elaboración Propia.

- Se determina la cantidad de aulas a analizar, en este caso solo se analizarán las aulas que sean utilizadas para los estudiantes de educación secundaria.
- Se realiza el levantamiento de los elementos estructurales y se realizan los planos estructurales para poder comenzar con el análisis de vulnerabilidad sísmica



Fig. 12. Levantamiento de los elementos estructurales de la I.E. 10030 Naylamp

Fuente: Elaboración Propia.



Fig. 13. Columna en mal estado tomada en cuenta para índice T

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.4. Planes de Reforzamiento estructural

Se reforzarán la edificación seleccionada en el punto 4.3.5. en la dirección longitudinal debido a que esta es la más vulnerable y se analizarán las siguientes opciones de reforzamiento.

3.7.4.1. Plan de refuerzo 1: Ampliación de columnas de concreto armado

El presente planteamiento de refuerzo consiste en conseguir aumentar la rigidez lateral en la estructura eliminando el problema de la columna corta en los elementos verticales de concreto armado de la edificación en este caso las columnas, adicionando aletas de concreto armado adyacentes a estas en todos los pisos.

En otras palabras, convertir las columnas de 25x25cm en columnas tipo T, que presenten un largo más adecuado para poder resistir los cortantes que son ocasionadas por los muros de tabiquería en eventos sísmicos y que su desplazamiento cumpla con lo establecido en la normativa peruana, debido a que las columnas trabajaran junto a los muros aportando mayor rigidez lateral. Este tipo de reforzamiento variará un poco la arquitectura original del módulo

del colegio disminuyendo la longitud de los vanos y en algunos casos será necesario la reubicación de las puertas.

3.7.4.2. Plan de refuerzo 2: Cierre de paños con albañilería

El presente planteamiento de refuerzo consiste en aumentar la rigidez lateral de la estructura en el sentido longitudinal de la misma (X) agregando muros de albañilería mediante el cierre de algunos vanos de la edificación.

Estos muros tendrán espesor de 23 cm (asentado de cabeza).

Una de las desventajas de este tipo de reforzamiento es que algunos salones se oscurecerán, pero se tomarán las medidas adecuadas para que esto no afecte al proceso educativo en el mismo.

Se mantendrá la misma distribución arquitectónica en lo que tiene que ver con los ingresos a las aulas. Aunque de ser necesario algunas pizarras se deberán cambiar de posición, pero se mantendrán los mismos ingresos a las aulas.

3.8. Plan de procesamiento y análisis de datos

3.8.1. FASE I: Recopilación previa de la información

1. Recopilación de información bibliográfica, planos de estructuras de edificaciones a analizar y antecedentes de proyecto.
2. Análisis de información de proyectos similares.
3. Revisión de Normas Técnicas E.030 y E.060. Alineación de información de estas.
4. Revisión de ensayos y métodos disponibles.

3.8.2. FASE II: Obtención de muestras y ensayos

1. Visitas a campo para la obtención de datos.
2. Realizar ensayo de rotura diagonal de muros para poder obtener los datos de resistencia al corte de los antes mencionados.
3. Realizar la coordinación para la obtención de los datos mediante ensayo de esclerometría.
4. Obtención y registro de datos de las muestras.

3.8.3. FASE III: Elaboración y aplicación de las fichas de evaluación de la estructura

1. Elaborar la ficha de evaluación para la estructura siguiendo lineamientos del método Hirosawa.
2. Visita a campo para verificar datos de la ficha de evaluación.
3. Rellenar ficha de evaluación con los datos observados.

3.8.4. FASE IV: Análisis de Resultados

1. Orden y análisis de datos obtenidos en las 2 fases anteriores.
2. Calcular índices de sismicidad de las estructuras estudiadas.
3. Análisis de resultados de la comparación de los índices de vulnerabilidad para determinar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras estudiadas.

3.8.5. FASE V: Reforzamiento Estructural

1. Identificación y orden de datos para la modelación estructural y análisis en segundo nivel.
2. Análisis de los elementos estructurales para determinar el reforzamiento apropiado
3. Planteamiento de proyecto de reforzamiento.
4. Determinación de costos del proyecto de reforzamiento estructural.

3.8.6. FASE VI: Presentación final

1. Presentación del proyecto definitivo a los jurados.
2. Levantamiento de observaciones.
3. Impresión del proyecto definitivo.
4. Definición de fecha y sustentación final de tesis.

3.9. Matriz de consistencia

TABLA XI. MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA				
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES
<u>PROBLEMA GENERAL</u> Vulnerabilidad sísmica de las aulas de los colegios públicos secundarios del distrito de Chiclayo - Lambayeque	<u>OBJETIVO GENERAL</u> Analizar la vulnerabilidad sísmica los colegios públicos secundarios del distrito de Chiclayo – Lambayeque	Los colegios públicos secundarios en el distrito de Chiclayo son vulnerables ante eventos sísmicos.	Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de los colegios públicos secundarios en Chiclayo	Resistencia a la compresión
				Nº de Pisos
<u>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</u>	<u>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</u>			Regularidad de la estructura
Las edificaciones como esenciales como los colegios presentan criterios de estructuración desfasados o ineficientes.	Determinar la vulnerabilidad sísmica los colegios públicos secundarios del distrito de Chiclayo – Lambayeque mediante el método Hirosawa	El método Hirosawa es un método confiable para poder determinar la vulnerabilidad sísmica de una edificación		Rigidez de los elementos estructurales
Las edificaciones de los colegios vulnerables son presentan un riesgo ante un inminente evento sísmico	Plantear un reforzamiento estructural para la edificación más vulnerable determinada por el método Hirosawa	El reforzamiento planteado a la edificación vulnerable se diseñará con normas vigentes y se asegurara la función de refugio ante un evento sísmico		Presencia del problema de columnas cortas
				Estado de conservación de estructura actual
			Uso y zonificación de la estructural	

Fuente: Elaboración Propia.

3.10. Consideraciones éticas

Si bien es cierto existen estudios de vulnerabilidad sísmica en el Perú otros países los cuales utilizan como método de evaluación el de Hirosawa, los mismos están correctamente referenciados y utilizados como antecedentes de este proyecto y hasta incluso se contactó a los autores para el intercambio de información valiosa para el desarrollo de esta investigación, el enfoque planteado en esta ocasión es diferente:

- Se realizará adicionalmente una verificación con la normativa sísmica vigente.
- Se realizará un reforzamiento estructural básico de la estructura de una edificación que se encuentre en mal estado o que no cumpla con los requisitos mínimos sismorresistentes.
- Es un estudio que abarca todas las instituciones educativas de un distrito en el cual será analizado con el método Hirosawa y comparado con la normativa sismorresistente vigente.
- Se realizará un modelamiento en software el cual servirá como ayuda para el análisis sísmico de la estructura.

Además, de acuerdo con los principios establecidos en el Código de Ética del Ingeniero Civil [15] y en Valores Profesionales del Ingeniero Civil [16] y en cumplimiento con los aspectos mencionados en los textos anterior mencionados, este estudio se desarrollará conforme a los siguientes criterios:

- No se atribuirá la autoría de investigaciones desarrolladas por otros u otros

ingenieros.

- Se dará reconocimiento debido a los trabajos de ingeniería y a sus autores, respetando los intereses comerciales de los demás.
- Como futuro ingeniero al servicio del sector público se realiza esta investigación de edificaciones existentes debido a que estamos en la obligación y derecho de evaluar y revisar la tarea profesional de otros ingenieros, con fines de actualizar la información y evitar fallas.
- No se brindará información falsa, ni se manipularán datos para beneficio de terceros, se informará siempre con la verdad para que la información resultante sea lo más pulcra posible.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

4.1. Evaluación de colegios en primer nivel

4.1.1. I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones Gonzales

Una vez el levantamiento del colegio hecho y realizado su plano de estructuras procedemos a comenzar con el primer nivel de análisis de vulnerabilidad sísmica según el método Hirosawa.

Se identifica 2 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A y B y se procederá a analizar el pabellón A a detalle para mostrar el procedimiento.



Fig. 14. Vista aérea de pabellones del I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González.

Fuente: Google Maps.

4.1.1.1. Pabellón A

Se determina las dimensiones de los elementos estructurales y las áreas de estos para poder realizar el análisis del índice S_D , en primer lugar, determinando los coeficientes C_{mar} , C_{sc} , C_{ma} , C_c y C_w .

Para esto ya debemos tener los resultados de la prueba de esclerometría para poder introducir el valor del f'_c (resistencia a la compresión) del concreto y el valor de la resistencia al corte de la tabiquería.

El peso de la estructura se determinará con las fuerzas calculadas con el programa SAP 2000, después de haber asignado todas las cargas que nos indica en la N.T.P. E.020 Cargas.


		FICHA DE CÁLCULO DE COEFICIENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES VERTICALES SEGÚN MÉTODO HIROSAWA UN COLEGIO PÚBLICO SECUNDARIO DE LA CIUDAD DE CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
		EVALUADOR:	JUAN BÉLCER QUIROZ RODRIGUEZ <i>FC-01</i>
COLEGIO EVALUADO:	CAP. FAP. JOS E ABERLARDO QUIÑONES GONZALES		
DIRECCIÓN DEL RECINTO:	MANZANA XVI LOTE 1 ETAPA 1 - URBANIZACIÓN QUIÑONES		
CONTACTO:	DIRECCIÓN X		
ESTRUCTURA:	PABELLÓN "A"	PISO N°:	01
$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_0 * \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$		$C_{sc} = \frac{f'_c * 15 * \sum A_{sc}}{200 * \sum_{j=i}^{n_p} W_j}$	
ΣA_{mar} :	0.00 cm ²	ΣA_{sc} :	8750.00 cm ²
τ_0 :	4.88 Kg/cm ²	f'_c :	217.73 Kg/cm ²
W_j :	83625 Kg	W_j :	83625 Kg
Cmar =	0.000	Csc =	1.709
$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$		$C_c = \frac{f'_c * 10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2}}{200 * \sum_{j=i}^{n_p} W_j}$	
ΣA_{ma} :	0.00 cm ²	ΣA_{c1} :	0.00 cm ²
τ_0 :	8.36 Kg/cm ²	f'_c :	217.73 Kg/cm ²
W_j :	83625 Kg	W_j :	83625 Kg
σ_0 :	0.00 Kg/cm ²	ΣA_{c2} :	0.00 cm ²
Cma =	0.000	Cc =	0.000

Fig. 15. Ficha de Cálculo de los elementos estructurales del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González en la dirección X.

Fuente: Elaboración Propia.


		FICHA DE CÁLCULO DE COEFICIENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES VERTICALES SEGÚN MÉTODO HIROSAWA UN COLEGIO PÚBLICO SECUNDARIO DE LA CIUDAD DE CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
		EVALUADOR:	JUAN BÉLCER QUIROZ RODRIGUEZ <i>FC-01</i>
COLEGIO EVALUADO:	CAP. FAP. JOS E ABERLARDO QUIÑONES GONZALES		
DIRECCIÓN DEL RECINTO:	MANZANA XVI LOTE 1 ETAPA 1 - URBANIZACIÓN QUIÑONES		
CONTACTO:	DIRECCIÓN Y		
ESTRUCTURA:	PABELLÓN "A"	PISO N°:	01
$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_0 * \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$		$C_{sc} = \frac{f'_c * 15 * \sum A_{sc}}{200 * \sum_{j=i}^{n_p} W_j}$	
ΣA_{mar} :	0.00 cm ²	ΣA_{sc} :	0.00 cm ²
τ_0 :	1.79 Kg/cm ²	f'_c :	217.73 Kg/cm ²
W_j :	83625 Kg	W_j :	83625 Kg
Cmar =	0.000	Csc =	0.000
$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$		$C_c = \frac{f'_c * 10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2}}{200 * \sum_{j=i}^{n_p} W_j}$	
ΣA_{ma} :	57960.00 cm ²	ΣA_{c1} :	0.00 cm ²
τ_0 :	8.36 Kg/cm ²	f'_c :	217.73 Kg/cm ²
W_j :	83625 Kg	W_j :	83625 Kg
σ_0 :	0.53 Kg/cm ²	ΣA_{c2} :	8750.00 cm ²
Cma =	1.619	Cc =	0.797

Fig. 16. Ficha de Cálculo de los elementos estructurales del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González en la dirección Y.

Fuente: Elaboración Propia.

Debido a que la edificación tiene menos de 3 pisos según la norma E.070 [10], el valor del τ_0 (Resistencia a la compresión diagonal de muretes) se determinó utilizando la fórmula brindada por San Bartolomé [11].

$$v = 4.88 + 0.33\sigma$$

Donde:

- v : Es el corte diagonal promedio (en kg/cm^2)
- σ : Es el esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso

En el caso donde las edificaciones presenten de 3 pisos a más se utilizarán el promedio de los resultados obtenidos mediante el ensayo de resistencia a la compresión diagonal de muretes.

Luego se efectúa el cálculo para identificar el índice E_0 por cada dirección y se toma los valores de la Tabla IV. para el tipo de falla, en este caso en la dirección X por presentar columnas cortas el tipo de falla es del tipo A, y el tipo de falla en Y por presentar muros de mampostería confinada es del tipo A.

Se puede ver que el valor del E_0 , presenta un valor de 1.71, todas las columnas de la dirección analizada (X) fueron catalogadas como columnas cortas debido a que presentaban muros construidos sin una junta de separación con respecto a las columnas, lo cual producía que las columnas presenten una altura libre de 50 cm. Por ese motivo considera que al tener menor longitud el método considera que tiene mayor rigidez flexional, ya que podría absorber más momento. Pero, como ya se sabe teniendo como referencia el sismo de Pisco de 1996, la falla producida en este tipo de columnas se produjo por cortante y no por flexión. Este tema deberá ser un dato muy importante al considerar al plantear una alternativa de reforzamiento.


	FICHA DE EVALUACIÓN DEL ÍNDICE "E₀" BÁSICO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN COLEGIO PÚBLICO SECUNDARIO DE LA CIUDAD DE CHICLAYO - LAMBAYEQUE																																										
	EVALUADOR	JUAN BÉLCER QUIROZ RODRIGUEZ	FIEO-01																																								
COLEGIO EVALUADO:	CAP. FAP. JOSE ABERLARDO QUIÑONES GONZALES																																										
DIRECCIÓN DEL RECINTO:	MANZANA XVI LOTE1 ETAPA 1 - URBANIZACIÓN QUIÑONES																																										
CONTACTO:	DIRECCIÓN X																																										
ESTRUCTURA:	PABELLÓN "A"	PISO N°:	01																																								
$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * [\alpha_i * (C_{mar} + C_{SC} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c] * F$																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>DATO</th> <th>Unidad</th> <th>Cantidad</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Número de pisos</td> <td>np</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">Factor de reducción de la capacidad*</td> <td>a1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>a2</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>a3</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>Nivel que se está evaluando</td> <td>i</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de muros de relleno</td> <td>Cmar</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de columnas cortas de c. armado</td> <td>Csc</td> <td>1.709</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de muros de ladrillos no reforzados</td> <td>Ca</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de muros de ladrillos confinados</td> <td>Cma</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de muros de concreto armado</td> <td>Cw</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de columnas no cortas de c. armado</td> <td>Cc</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Índice de ductilidad ligado a los elementos verticales</td> <td>F</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Índice basico de comportamiento estructural de la estructura analizada</td> <td>E0</td> <td>1.71</td> </tr> </tbody> </table>				DATO	Unidad	Cantidad	Número de pisos	np	1	Factor de reducción de la capacidad*	a1	1	a2	0.7	a3	0.5	Nivel que se está evaluando	i	1	Índice de resistencia de muros de relleno	Cmar	0.000	Índice de resistencia de columnas cortas de c. armado	Csc	1.709	Índice de resistencia de muros de ladrillos no reforzados	Ca	0.000	Índice de resistencia de muros de ladrillos confinados	Cma	0.000	Índice de resistencia de muros de concreto armado	Cw	0.000	Índice de resistencia de columnas no cortas de c. armado	Cc	0.000	Índice de ductilidad ligado a los elementos verticales	F	1	Índice basico de comportamiento estructural de la estructura analizada	E0	1.71
DATO	Unidad	Cantidad																																									
Número de pisos	np	1																																									
Factor de reducción de la capacidad*	a1	1																																									
	a2	0.7																																									
	a3	0.5																																									
Nivel que se está evaluando	i	1																																									
Índice de resistencia de muros de relleno	Cmar	0.000																																									
Índice de resistencia de columnas cortas de c. armado	Csc	1.709																																									
Índice de resistencia de muros de ladrillos no reforzados	Ca	0.000																																									
Índice de resistencia de muros de ladrillos confinados	Cma	0.000																																									
Índice de resistencia de muros de concreto armado	Cw	0.000																																									
Índice de resistencia de columnas no cortas de c. armado	Cc	0.000																																									
Índice de ductilidad ligado a los elementos verticales	F	1																																									
Índice basico de comportamiento estructural de la estructura analizada	E0	1.71																																									
<p style="text-align: right;">*Tomar valores de Tabla N°3.1.</p>																																											

Fig. 17. Ficha de Cálculo del índice E₀ del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González en la dirección X.

Fuente: Elaboración Propia.

Se puede ver que el valor del E₀, presenta un valor de 2.91, mayor al valor de la dirección X, debido a que esta presenta muros de albañilería confinada, por lo cual es normal que tenga mayor rigidez lateral en este sentido.


	FICHA DE EVALUACIÓN DEL ÍNDICE "E₀" BÁSICO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN COLEGIO PÚBLICO SECUNDARIO DE LA CIUDAD DE CHICLAYO - LAMBAYEQUE																																										
	EVALUADOR	JUAN BÉLCER QUIROZ RODRIGUEZ	FIEO-01																																								
COLEGIO EVALUADO:	CAP. FAP. JOSE ABERLARDO QUIÑONES GONZALES																																										
DIRECCIÓN DEL RECINTO:	MANZANA XVI LOTEI ETAPA 1 - URBANIZACIÓN QUIÑONES																																										
CONTACTO:	DIRECCIÓN Y																																										
ESTRUCTURA:	PABELLÓN "A"	PISO N°:	01																																								
$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * [\alpha_i * (C_{mar} + C_{SC} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c] * F$																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>DATO</th> <th>Unidad</th> <th>Cantidad</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Número de pisos</td> <td>np</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">Factor de reducción de la capacidad*</td> <td>a1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>a2</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>a3</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>Nivel que se está evaluando</td> <td>i</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de muros de relleno</td> <td>Cmar</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de columnas cortas de c. armado</td> <td>Csc</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de muros de ladrillos no reforzados</td> <td>Ca</td> <td>1.619</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de muros de ladrillos confinados</td> <td>Cma</td> <td>1.619</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de muros de concreto armado</td> <td>Cw</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Índice de resistencia de columnas no cortas de c. armado</td> <td>Cc</td> <td>0.797</td> </tr> <tr> <td>Índice de ductilidad ligado a los elementos verticales</td> <td>F</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Índice básico de comportamiento estructural de la estructura analizada</td> <td>E0</td> <td>2.91</td> </tr> </tbody> </table>				DATO	Unidad	Cantidad	Número de pisos	np	1	Factor de reducción de la capacidad*	a1	1	a2	0.7	a3	0.5	Nivel que se está evaluando	i	1	Índice de resistencia de muros de relleno	Cmar	0.000	Índice de resistencia de columnas cortas de c. armado	Csc	0.000	Índice de resistencia de muros de ladrillos no reforzados	Ca	1.619	Índice de resistencia de muros de ladrillos confinados	Cma	1.619	Índice de resistencia de muros de concreto armado	Cw	0.000	Índice de resistencia de columnas no cortas de c. armado	Cc	0.797	Índice de ductilidad ligado a los elementos verticales	F	0.8	Índice básico de comportamiento estructural de la estructura analizada	E0	2.91
DATO	Unidad	Cantidad																																									
Número de pisos	np	1																																									
Factor de reducción de la capacidad*	a1	1																																									
	a2	0.7																																									
	a3	0.5																																									
Nivel que se está evaluando	i	1																																									
Índice de resistencia de muros de relleno	Cmar	0.000																																									
Índice de resistencia de columnas cortas de c. armado	Csc	0.000																																									
Índice de resistencia de muros de ladrillos no reforzados	Ca	1.619																																									
Índice de resistencia de muros de ladrillos confinados	Cma	1.619																																									
Índice de resistencia de muros de concreto armado	Cw	0.000																																									
Índice de resistencia de columnas no cortas de c. armado	Cc	0.797																																									
Índice de ductilidad ligado a los elementos verticales	F	0.8																																									
Índice básico de comportamiento estructural de la estructura analizada	E0	2.91																																									
<p style="text-align: right;">*Tomar valores de Tabla N°3.1.</p>																																											

Fig. 18. Ficha de Cálculo del índice E₀ del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González en la dirección Y.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se procederá a presentar las fichas de evaluación del análisis cualitativo del método Hirosawa en el cual, se ve factores como la configuración estructural y el deterioro de los elementos estructurales de la edificación analizada.



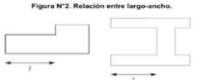






		FICHA DE EVALUACIÓN DEL ÍNDICE "S_D" DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA DE UN COLEGIO PÚBLICO SECUNDARIO DE LA CIUDAD DE CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
EVALUADOR:		JUAN BÉLCER QUIROZ RODRIGUEZ		FISD-01
COLEGIO EVALUADO:		CAP. FAP. JOSÉ ABERLARDO QUINONES GONZALES		
DIRECCIÓN DEL RECINTO:		MANZANA XVI LOTE 1 ETAPA 1 - URBANIZACIÓN QUINONES		
CONTACTO:				
ESTRUCTURA:		PABELLÓN "A"	PISO N°:	01
REGULARIDAD EN PLANTA "ai"		%áre.sal =	0.0%	VALOR FINAL
Figura N°1. Regularidad en planta 	a1: El área de salientes es menor o igual al 10% del área total		1	1.00
	a2: El área de salientes es mayor al 10% y menor o igual al 30% del área total		0.9	
	a3: El área de salientes es mayor al 30% del área total		0.8	
RELACION LARGO-ANCHO "B"		B =	3.45	VALOR FINAL
Figura N°2. Relación entre largo-ancho. 	B ≤ 5		1	1.00
	5 < B ≤ 8		0.9	
	B > 8		0.8	
CONTRACCIÓN EN PLANTA "c"		c =	1	VALOR FINAL
	0.8 < c		1	1.00
	0.5 ≤ c ≤ 0.8		0.9	
	c < 0.5		0.8	
ATRIO O PATIO INTERIOR "Rap"		Rap =	0.0%	VALOR FINAL
	Rap ≤ 10%		1	1.00
	10% < Rap ≤ 30%		0.9	
	Rap > 30%		0.8	
EXCENRICIDAD DE ATRIO "f1 y f2"		f1 = 0.4	f2 = 0.1	VALOR FINAL
	f1 = 0.4	f2 = 0.1	1	1.00
	f1 ≤ 0.4	0.1 < f2 < 0.3	0.9	
	0.4 < f1	0.3 < f2	0.8	
SÓTANO O SUBTERRÁNEO "Ras"		Ras =	100.0%	VALOR FINAL
	100% = Ras		1	1.00
	50% ≤ Ras < 100%		0.9	
	Ras < 50%		0.8	
JUNTAS DE DILATACIÓN "s"		s =	1.0000	VALOR FINAL
	0.01 ≤ s		1	1.00
	0.005 ≤ s < 0.01		0.9	
	s < 0.005		0.8	
UNIFORMIDAD DE ALTURA DE PISO "Rh"		Rh =	100.0%	VALOR FINAL
	80% ≤ Rh		1	1.00
	70% < Rh < 80%		0.9	
	Rh ≤ 70%		0.8	
VALOR FINAL PARA "SD"				VALOR FINAL
$S_{D1} = q_{1a} \times q_{1b} \times \dots \times q_{1j}$		$q_{1i} = [1 - (1 - G_i) \times R_{1j}] \dots \dots i = a, b, c, d, e, f, i, j$		1.00
		$q_{1i} = [1.2 - (1 - G_i) \times R_{1j}] \dots \dots i = h$		

Fig. 19. Ficha de Cálculo del índice S_D del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González.

Fuente: Elaboración Propia.


	FICHA DE EVALUACIÓN DEL ÍNDICE "T" DEL DETERIORO DE LA ESTRUCTURA DE UN COLEGIO PÚBLICO SECUNDARIO DE LA CIUDAD DE CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	EVALUADOR:	JUAN BÉLCER QUIROZ RODRIGUEZ	FIT-01
COLEGIO EVALUADO:	CAP. FAP. JOSE ABERLARDO QUIÑONES GONZALES		
DIRECCIÓN DEL RECINTO:	MANZANA XVI LOTE1 ETAPA 1 - URBANIZACIÓN QUIÑONES		
CONTACTO:			
ESTRUCTURA:	PABELLÓN "A"	PISO N°:	01
CARÁCTERÍSTICA A EVALUAR	GRADO DE EVALUACIÓN		VALOR DE T
DEFORMACIÓN PERMANENTE (T1)	El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial		0.7
	El edificio está constituido sobre relleno artificial		0.9
	El edificio ha sido reparado debido a deformaciones		0.9
	Tiene visibles deformaciones de vigas o columnas		0.9
	No presenta signos de deformación		1
GRIETAS EN MUROS O COLUMNAS DEBIDO A CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO (T2)	Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras		0.8
	Presenta grietas inclinadas visibles en columnas		0.9
	Presenta grietas visibles en muros		0.9
	Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras		0.9
	Nada de lo anterior		1
DAÑOS POR INCENDIOS (T3)	Ha experimentado incendio, pero no fue reparado		0.7
	Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado		0.8
	No ha experimentado incendio		1
USO DEL CUERPO O BLOQUE (T4)	Almacena sustancia química		0.8
	No contiene sustancias químicas		1
DEBIDO AL DAÑO ESTRUCTURAL (T5)	Presenta daño estructural grave		0.8
	Presenta daño estructural fuerte		0.9
	Presenta daño estructural ligero o no estructural		1
VALOR FINAL PARA "T"			VALOR FINAL
Se tomará el menor valor de todos los valores (T1, T2, T3, T4 y T5)			0.90

Fig. 20. Ficha de Cálculo del índice T del Pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González.

Fuente: Elaboración Propia.

Entonces se puede observar que el Pabellón A, es una edificación completamente regular debido a que no presenta ductos de ventilación, en sí, presenta una configuración estructural simple de forma rectangular y, por otro lado, el deterioro de esta no es muy grave al solo presentar grietas las cuales no afectan directamente a los aceros.



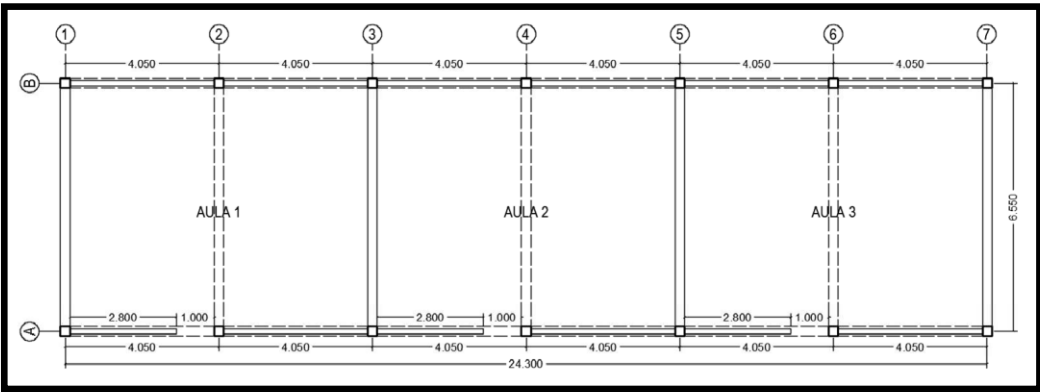
	FICHA DE EVALUACIÓN FINAL DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN COLEGIO PÚBLICO SECUNDARIO DE LA CIUDAD DE CHICLAYO - LAMBAYEQUE SEGÚN MÉTODO HIROSAWA		
	EVALUADOR	JUAN BÉLCER QUIROZ RODRIGUEZ	FF-01
COLEGIO EVALUADO:	CAP. FAP. JOSE ABERLARDO QUIÑONES GONZALES		
DIRECCIÓN DEL RECINTO:	MANZANA XVI LOTE1 ETAPA 1 - URBANIZACIÓN QUIÑONES		
CONTACTO:			
ESTRUCTURA:	PABELLÓN "A"	PISO N°:	01
			
			
DIRECCION X		DIRECCION Y	
ÍNDICE E₀	1.71	ÍNDICE E₀	2.91
ÍNDICE S_d	1.00	ÍNDICE S_d	1.00
ÍNDICE T	0.90	ÍNDICE T	0.90
ÍNDICE I_s	1.54	ÍNDICE I_s	2.62
ÍNDICE I_{so}	1.32	ÍNDICE I_{so}	1.32
EL PISO N°:1 DEL PABELLÓN "A" DEL COLEGIOCAP. FAP. JOSE ABERLARDO QUIÑONES GONZALES NO ES VULNERABLE SISMICAMENTE		EL PISO N°:1 DEL PABELLÓN "A" DEL COLEGIOCAP. FAP. JOSE ABERLARDO QUIÑONES GONZALES NO ES VULNERABLE SISMICAMENTE	

Fig. 21. Ficha de evaluación final de vulnerabilidad sísmica del Pabellón A de la I.E. CAP.

FAP. José A. Quiñones González.

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, llegamos al resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del pabellón A de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.54 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.62 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.32 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1.1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.1.2. Pabellón B

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del pabellón B de la I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones González. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.42 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - En el caso de esta edificación se puede observar que disminuyó considerablemente el valor del índice I_s en esta dirección, esto se debe a que como se observa presenta columnas cortas y una columna esbelta (según clasificación del método Hirosawa), eso hace que la rigidez en ese sentido disminuya. Además, que los muros no están confinados por columnas y la longitud de los muros albañilería confinada en este sentido es de 1.1m, es por eso por lo que los consideramos como muros de relleno. [12]
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 3.57 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.32 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1.1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.2. I.E. 10030 Naylamp

Se identifica 4 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C y D.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, para la presente investigación las otras edificaciones existentes como son bibliotecas, baños, escaleras y kiosko no son analizadas ya que algunas son de adobe o simplemente no son de concreto armado. Estas edificaciones son de máximo 2 pisos por lo cual se tomará la

metodología planteada por San Bartolomé para la resistencia a la compresión diagonal de muretes.



Fig. 22. Vista aérea de pabellones de I.E. 10030 Naylamp.

Fuente: Google Maps.

4.1.2.1. Pabellón A

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del pabellón A de la I.E. 10030 Naylamp en primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.64 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.49 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.2.2. Pabellón B

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. 10030 Naylamp en primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.73 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - El índice E_0 en este caso, salió alto debido a que el método considera un solo bloque a la edificación que tiene junta de separación de 1 pulgada, no lo consideramos 2 bloques debido a que la junta no cumple el espesor mínimo para que se consideren como 2 edificaciones separadas.

- Se considera seguro porque las columnas analizadas en este sentido son cortas y proporcionan buena rigidez flexionante para resistir momento, pero éstas fallarán por cortante como se ha confirmado en estudios realizados. [13]
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.01 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. 10030 Naylamp en primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.15 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - La edificación resultó vulnerable sísmicamente debido a que los valores de I_s se van reduciendo por piso según metodología Hirosawa, esto se comparará con lo propuesto con la normativa peruana.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.30 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.2.3. Pabellón C

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del pabellón C de la I.E. 10030 Naylamp en primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.92 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - El índice E_0 en este caso, salió alto debido a que el método considera un solo bloque a la edificación que tiene junta de separación de 1 pulgada, no lo consideramos 2 bloques debido a que la junta no cumple el espesor mínimo para que se consideren como 2 edificaciones separadas.
 - Esta edificación no presentaba columnas cortas en este sentido y presentaba columnas T.

- Es una de las edificaciones más modernas de los colegios analizados, construido en enero del 2018.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.86 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.2.4. Pabellón D

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del pabellón D de la I.E. 10030 Naylamp en primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (IS) en la dirección X tiene un valor de 1.61 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Esta edificación no presentaba columnas cortas en este sentido y presentaba columnas T, es completamente aporticado en esta dirección ya que presenta la correcta junta de separación entre las columnas y las columnetas que confinan los muros de relleno.
 - Es una de las edificaciones más modernas de los colegios analizados, construido en enero del 2018.
- El índice sísmico de la estructura (IS) en la dirección Y tiene un valor de 2.94 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.3. I.E. Augusto Salazar Bondy

Se identifica 3 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B y C.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, para la presente investigación las otras edificaciones existentes como son baños, escaleras no son analizadas ya que algunas son de adobe o simplemente no son de concreto armado.

Las edificaciones de la parte inferior a la zona delimitada comprenden la parte primaria del colegio no se los toma en cuenta debido a que se estudian solo colegios públicos secundarios.



Fig. 23. Vista aérea de pabellones de I.E. Augusto Salazar Bondy.

Fuente: Google Maps.

4.1.3.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. Augusto Salazar Bondy en primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.07 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Esta edificación no presentaba columnas cortas en este sentido, es completamente aporticado en esta dirección ya que presenta la correcta junta de separación entre las columnas y las columnetas que confinan los muros de relleno.
 - Se puede observar que en la dirección analizada no es segura debido a que no tiene la rigidez lateral mínima requerida, son columnas de 35x45, es por eso por lo que se reemplazaron por columnas T en modelos más modernos.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 3.95 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. Augusto Salazar Bondy en primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.78 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- Esta edificación no presentaba columnas cortas en este sentido, es completamente aporticado en esta dirección ya que presenta la correcta junta de separación entre las columnas y las columnetas que confinan los muros de relleno.
- Se puede observar que en la dirección analizada no es segura debido a que no tiene la rigidez lateral mínima requerida, son columnas de 35x45, es por eso por lo que se reemplazaron por columnas T en modelos más modernos.
- La edificación resultó vulnerable sísmicamente debido a que los valores de I_s se van reduciendo por piso según metodología Hirosawa, esto se comparará con lo propuesto con la normativa peruana.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.65 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.3.2. Pabellón B

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. Augusto Salazar Bondy. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.98 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.12 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. Augusto Salazar Bondy. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.79 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.56 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

c) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso del pabellón B de la I.E. Augusto Salazar Bondy. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.82 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.76 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.3.3. Pabellón C

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. Augusto Salazar Bondy. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.43 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - En el caso de esta edificación se puede observar que disminuyó considerablemente el valor del índice I_s en esta dirección, esto se debe a que como se observa presenta columnas esbeltas, eso hace que la rigidez en ese sentido disminuya. Además, que los muros de albañilería tienen una longitud de 0.7m, es por eso por lo que los consideramos como muros de relleno. [12]
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.88 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.4. I.E. Nuestra Señora de Fátima

Se identifica 4 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C y D.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, para la presente investigación las otras edificaciones existentes como son baños, escaleras no son analizadas ya que algunas son de adobe o simplemente no son de concreto armado.

Las edificaciones de la parte superior a la zona delimitada comprenden la parte primaria del colegio no se los toma en cuenta debido a que se estudian solo colegios públicos secundarios

Este colegio presenta aulas de los años 1970 con estructuras de Modulo 780-pre y con Módulo 780-post de los años 2000. Se podrá notar en los resultados que obtendremos la mejora del desempeño sísmico de las estructuras.



Fig. 24. Vista aérea de pabellones de I.E. Nuestra Señora de Fátima.

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.4.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. Nuestra Señora de Fátima. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.80 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Se puede ver en los resultados positivos de las edificaciones construidas con los módulos 780-post, asegurando un correcto funcionamiento de los elementos estructurales (aporticado separado de muros correctamente)
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.72 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. Nuestra Señora de Fátima. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.23 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.87 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.4.2. Pabellón B

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. Nuestra Señora de Fátima. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.92 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.90 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. Nuestra Señora de Fátima. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.29 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Esta edificación no presentaba columnas cortas en este sentido y presentaba columnas T, es completamente aporticado en esta dirección ya que presenta la correcta junta de separación entre las columnas y las columnetas que confinan los muros de relleno.
 - Se puede ver en los resultados positivos de las edificaciones construidas con los módulos 780-post, asegurando un correcto funcionamiento de los elementos estructurales (aporticado separado de muros correctamente)
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.95 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.4.3. Pabellón C

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón C de la I.E. Nuestra Señora de Fátima. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.97 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Se puede ver en los resultados negativos de las edificaciones construidas con los módulos 780-pre.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.88 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón C de la I.E. Nuestra Señora de Fátima. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.73 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.41 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.4.4. Pabellón D

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón D de la I.E. Nuestra Señora de Fátima. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.87 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- Presenta columnas esbeltas de 25x25 (no brinda mucha rigidez lateral) y la edificación está en mal estado de conservación.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.54 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Esta edificación tenía vigas de 25x50 para una luz libre de 6.30 metros, las cuales por predimensionamiento no cumplen y pueden tener problemas por deformaciones grandes, además que el peralte no ayuda mucho a la rigidez lateral en este sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{so}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{so}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón D de la I.E. Nuestra Señora de Fátima. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.80 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.42 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

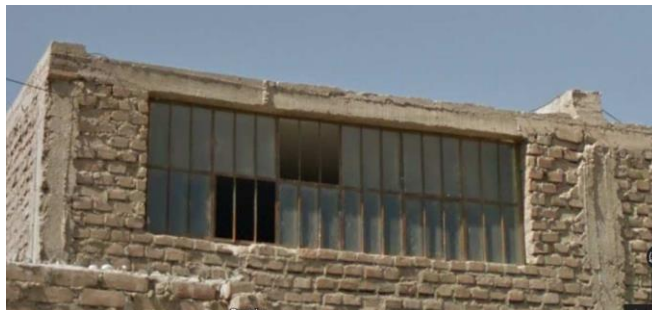


Fig. 25. Vigas del segundo piso del pabellón D de I.E. Nuestra Señora de Fátima

Fuente: Elaboración Propia.

- El índice de juicio estructural (I_{so}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{so}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.5. I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz

Se identifica 3 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, y C.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, para la presente investigación las otras edificaciones existentes como son baños, escaleras no son analizadas.



Fig. 26. Vista satelital de I.E. Nuestra Señora de la Paz.

Fuente: Google Maps.

4.1.5.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. Nuestra Señora de la Paz. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.67 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.11 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. Nuestra Señora de la Paz. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.48 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Presenta columnas intermedias y cortas de 25x25. (Diseño antiguo de 1970)
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.26 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- El índice de juicio estructural (I_{so}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{so}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.5.2. Pabellón B

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.36 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Se puede ver en los resultados negativos de las edificaciones construidas con los módulos 780-pre.
 - Presenta columnas esbeltas de 25x25 (no brinda mucha rigidez lateral) y la edificación está en mal estado de conservación. Además, que presentan columnas intermedias y columnas esbeltas debido a que no hay una separación entre columnas y muros.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.78 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{so}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{so}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.25 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.23 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{so}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{so}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.5.3. Pabellón C

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón C de la I.E. Nuestra Señora de la Paz. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.40 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.91 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón C de la I.E. Nuestra Señora de la Paz. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.27 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.27 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.6. I.E. Ramón Espinoza Sierra

Se identifica 2 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A y B.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, para la presente investigación las otras edificaciones existentes como son baños, escaleras no son analizadas ya que algunas son de adobe o simplemente no son de concreto armado.



Fig. 27. Vista satelital de la I.E. Ramón Espinoza Sierra

Fuente: Google Maps.

4.1.6.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. Ramón Espinoza Sierra. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.45 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.04 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. Ramón Espinoza Sierra. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.30 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - Presenta columnas esbeltas de 25x40 (no brinda mucha rigidez lateral) y la edificación está en mal estado de conservación. Además, que presentan columnas intermedias y columnas esbeltas debido a que no hay una separación entre columnas y muros.
 - Se puede ver en los resultados negativos de las edificaciones construidas con los módulos 780-pre.
 - Se modelará para determinar las derivas de la estructura.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.36 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.6.2. Pabellón B

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. Ramón Espinoza Sierra. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.45 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.80 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. Ramón Espinoza Sierra. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.32 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.26 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.7. I.E. Federico Villareal

Se identifica 2 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A y B.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, para la presente investigación las otras edificaciones existentes como son baños, escaleras no son analizadas ya que algunas son de adobe o simplemente no son de concreto armado.



Fig. 28. Vista Satelital de la I.E. Federico Villareal.

Fuente: Google Maps.

4.1.7.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. Federico Villareal. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.19 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - La edificación presenta columnas cortas en este sentido lo que agrega mucha rigidez lateral pero como se sabe estas son más propensas a fallar por cortante en un evento sísmico.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.63 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. Federico Villareal. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.94 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.28 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.7.2. Pabellón B

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. Federico Villareal. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.19 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - En este sentido el pabellón tiene una rigidez considerablemente buena debido a que presenta una gran inercia como se puede ver en su configuración estructural en el plano.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.69 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. Federico Villareal. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.99 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.39 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.8. I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack

Se identifican 3 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B y C.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, no se tomará en cuenta las aulas del sector primario del colegio, ya que solo se analizan colegios secundarios.



Fig. 29. Vista Satelital de I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack

Fuente: Google Maps.

4.1.8.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.87 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.75 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.24 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.83 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.8.2. Pabellón B

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.40 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - En el caso de esta edificación se puede observar que disminuyó considerablemente el valor del índice I_s en esta dirección, esto se debe a que como se observa presenta columnas esbeltas, eso hace que la rigidez en ese sentido disminuya. Además, que los muros de albañilería tienen una longitud de 1.0m, es por eso por lo que los consideramos como muros de relleno. [12]
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.87 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.8.3. Pabellón C

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón C de la I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.46 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - En el caso de esta edificación se puede observar que disminuyó considerablemente el valor del índice I_s en esta dirección, esto se debe a que como se observa presenta columnas esbeltas, eso hace que la rigidez en ese sentido disminuya. Además, que los muros de albañilería tienen una longitud de 1.0m, es por eso por lo que los consideramos como muros de relleno. [12]
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.89 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.9. I.E. 11023 Abraham Valdelomar

Se identifican 4 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C y D.

Solo se analizan las aulas según la metodología planteada, no se tomará en cuenta las aulas del sector primario del colegio, ya que solo se analizan colegios secundarios.



Fig. 30. Vista Satelital de I.E. Abraham Valdelomar.

Fuente: Google Maps.

4.1.9.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. Abraham Valdelomar. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.13 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.20 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. Abraham Valdelomar. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.76 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.47 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.9.2. Pabellón B

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. Abraham Valdelomar. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.94 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.22 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.9.3. Pabellón C

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón C de la I.E. Abraham Valdelomar. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.94 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.15 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón C de la I.E. Abraham Valdelomar. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.57 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.54 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.10. I.E. Elvira García y García

Se identifican 8 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C, D, E, F, G y H. Pero en este caso los módulos A y B son iguales así que se considerará 1 solo análisis al solo variar su $f'c$ en muy poco, lo mismo con los módulos de C-H.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, no se tomará en cuenta las aulas del sector primario del colegio, ya que solo se analizan colegios secundarios.

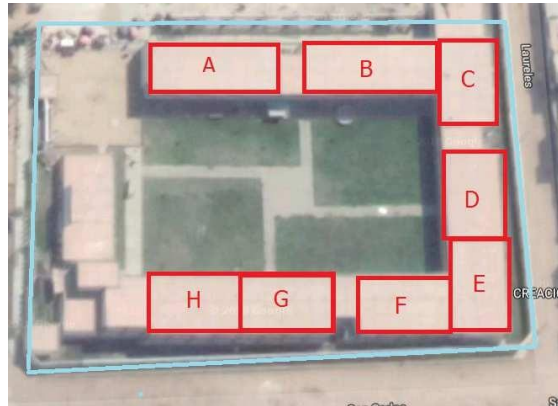


Fig. 31. Vista Satelital de I.E. Elvira García y García.

Fuente: Google Maps.

4.1.10.1. Pabellón A-B

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso de los pabellones A-B de la I.E. Elvira García y García. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.77 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.52 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso de los pabellones A-B de la I.E. Elvira García y García. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.39 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.98 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.10.2. Pabellón C-H

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso de los pabellones C-H de la I.E. Elvira García y García. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.50 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.22 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso de los pabellones C-H de la I.E. Elvira García y García. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.27 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.87 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.11. I.E. San José

Se identifican 8 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C, D, E, F, G y H. Pero en este caso todos son iguales así que se considerará 1 solo análisis al solo variar su f'_c en muy poco.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, no se tomará en cuenta las aulas del sector primario del colegio, ya que solo se analizan colegios secundarios.



Fig. 32. Vista Satelital de I.E. San José.

Fuente: Google Maps.

4.1.11.1. Pabellón A-H

c) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso de los pabellones A-H de la I.E. San José. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.56 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.74 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

d) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso de los pabellones A-H de la I.E. San José. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.21 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.35 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.12. I.E. 11014 Inmaculada Concepción

Se identifican 4 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C y D.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, no se tomará en cuenta las aulas del sector primario del colegio, ya que solo se analizan colegios secundarios.



Fig. 33. Vista Satelital de I.E. 11014 Inmaculada Concepción.

Fuente: Google Maps.

4.1.12.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.90 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.89 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.72 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.51 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

c) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso del pabellón A de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.70 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.48 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.12.2. Pabellón B

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.67 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.53 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.54 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.22 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- El índice de juicio estructural (I_{so}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{so}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

c) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso del pabellón B de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.56 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.27 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{so}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{so}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.12.3. Pabellón C

d) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón C de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.85 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.76 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{so}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{so}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

e) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón C de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.63 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.32 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.12.3. Pabellón D

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón D de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.84 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.76 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón D de la I.E. Inmaculada Concepción. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.63 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.32 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.13. I.E. Santa Magdalena Sofía

Se identifican 8 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C, D, F, G y H.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, no se tomará en cuenta las aulas del sector primario del colegio, ya que solo se analizan colegios secundarios.



Fig. 34. Vista Satelital de I.E. Santa Magdalena Sofía.

Fuente: Google Maps.

4.1.13.1. Pabellón A

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón A de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.00 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.54 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón A de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.84 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.28 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.13.2. Pabellón B

a) Primer piso

- El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón B de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:
 - El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.82 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.64 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
 - El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón B de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.61 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.22 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.13.3. Pabellón C

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón C de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.96 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.97 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón C de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.07 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.69 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.13.4. Pabellón D

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón D de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.64 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.94 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.13.5. Pabellón E

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón E de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.68 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.54 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón E de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.56 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.29 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.13.6. Pabellón F

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón F de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.73 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.52 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón F de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.58 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.21 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

c) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso del pabellón F de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.49 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.01 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{S0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{S0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.13.7. Pabellón G-H

d) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso de los pabellones G-H de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.73 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.52 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{S0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{S0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

e) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso de los pabellones G-H de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.58 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.21 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{S0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{S0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

f) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso de los pabellones G-H de la I.E. Santa Magdalena Sofía. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 0.49 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.01 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.14. I.E. Karl Weiss

Se identifican 6 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C, D, E y F.

Se tomarán en cuenta como 1 solo tipo de módulo. los módulos de A a E, debido a que tienen la misma configuración estructural y solo cambia su $f'c$ en valores pequeños.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, no se tomará en cuenta las aulas del sector primario del colegio, ya que solo se analizan colegios secundarios.



Fig. 35. Vista Satelital de I.E. Karl Weiss.

Fuente: Google Maps.

4.1.14.1. Pabellón A-E

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso de los pabellones A-E de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.98 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.73 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso de los pabellones A-E de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.59 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.18 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

c) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso de los pabellones A-E de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.32 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.82 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.14.1. Pabellón F

a) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso del pabellón F de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.90 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.33 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

b) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso del pabellón F de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.52 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.86 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

c) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso del pabellón F de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.32 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.64 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.15. I.E. Nuestra Señora del Rosario

Se identifican 5 pabellones o módulos los cuales serán identificados como A, B, C, D y E.

Se tomarán en cuenta como 1 solo tipo de módulo. los módulos de A a C, debido a que tienen la misma configuración estructural y solo cambia su f_c en valores pequeños. Lo mismo con los módulos D y E.

Se tomará en cuenta que solo se analiza las aulas según la metodología planteada, no se tomará en cuenta las aulas del sector primario del colegio, ya que solo se analizan colegios secundarios.

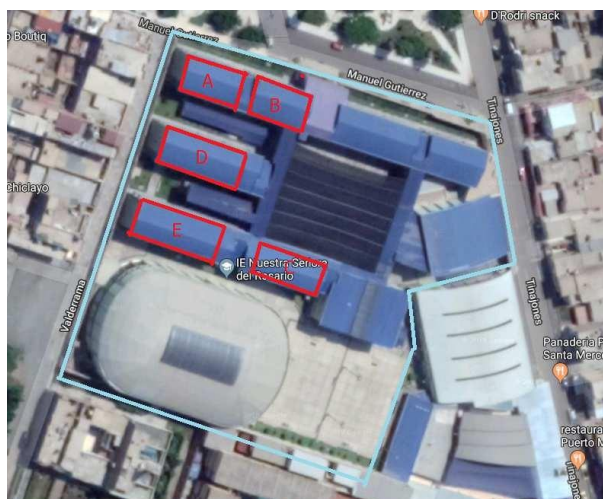


Fig. 36. Vista Satelital de I.E. Nuestra Señora del Rosario.

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.15.1. Pabellón A-C

d) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso de los pabellones A-C de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 2.17 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 3.13 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

e) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso de los pabellones A-C de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.74 el cual

se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.50 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

f) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso de los pabellones A-C de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.45 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.09 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.1.15.2. Pabellón D-E

g) Primer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del primer piso de los pabellones D-E de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 2.02 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.77 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

h) Segundo piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del segundo piso de los pabellones D-E de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.61 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 2.22 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.

- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

i) Tercer piso

El resultado del análisis de vulnerabilidad sísmica del tercer piso de los pabellones D-E de la I.E. Karl Weiss. En primer nivel el cual nos indica que:

- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección X tiene un valor de 1.34 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice sísmico de la estructura (I_s) en la dirección Y tiene un valor de 1.85 el cual se obtuvo multiplicando los valores de E_0 , S_D y T obtenidos en ese sentido.
- El índice de juicio estructural (I_{s0}) por cada dirección se determinó como 1.20 debido a que presenta los factores $Z=1$, $G=1$, $U=1.5$ y $E_{s0}=0.8$ según la metodología indicado en 3.7.2.1.1.e).

4.2. Análisis según Norma Sismorresistente Peruana (E.030 – 2018)

Se planteó comparar los resultados obtenidos en primer nivel por el método Hiroswa sobre si una edificación es vulnerable sísmicamente el cual depende de la rigidez lateral de una edificación con los resultados de la determinación de los desplazamientos laterales estipulado en el Capítulo 6 de la Norma Sismorresistente Peruana E.030.

En el caso de edificaciones con columnas cortas producidas por muros de albañilería los cuales no fueron correctamente distanciados de los elementos estructurales que suponían un pórtico en la idealización estructural inicial se procederán a analizar en 2 casos:

- CASO 1: Cuando la estructura aún no golpea al muro de albañilería, funcionando, así como una estructura aporticada.
- CASO 2: Cuando la columna golpea al muro de albañilería produciendo el problema de columna corta.

Los muros de albañilería que producen columna corta serán modelados como una biela la cual tendrá dimensiones que dependen del muro a modelar como es presentado según Enrique Bazán y Roberto Meli en su libro Diseño Sísmico de Edificios [14]

Modelamiento de los muros

Debido a que el agrietamiento en los muros y marcos confinantes pueden ocurrir en sismos moderados, es necesario calcular la rigidez lateral de los elementos. Es por esto por lo que se procedió a idealizar cada muro confinado como una diagonal equivalente que trabaja a compresión dentro del pórtico.

En este caso la diagonal equivalente tendrá el mismo espesor del muro t , el mismo módulo de elasticidad E_m que el muro y que el ancho será determinado con la siguiente ecuación:

$$w = (0.35 + 0.022\lambda) / h$$

Donde:

- w : ancho equivalente del muro.
- λ : parámetro adimensional basado en rigideces relativas del pórtico y muro.
- h : altura del muro.

El parámetro adimensional λ se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$\lambda = (E_c * A_c) / (G_m * A_m)$$

Donde:

- E_c : Módulo de Elasticidad de la columna. (Kg/cm²)
- A_c : Sección transversal de la columna. (cm²)
- G_m : Módulo de Corte de la mampostería (cm²)
- A_m : Sección transversal del muro (cm²)

4.2.1. I.E. CAP. FAP. José A. Quiñones Gonzales

a) Pabellón A

TABLA XII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. CAP. FAP. JOSÉ A. QUIÑONES GONZALES CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - JOSE A. QUIÑONES GONZALEZ - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	355	0.0074	ERROR	105.38%	Piso 1	355	0.0002	OK	3.78%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. CAP. FAP. JOSÉ A. QUIÑONES GONZALES CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - JOSE A. QUIÑONES GONZALEZ - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0048	OK	68.92%	Piso 1	355	0.0002	OK	3.38%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando presenta el problema de columna corta cumple con los desplazamientos máximos normativos.

b) Pabellón B

TABLA XIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. CAP. FAP. JOSÉ A. QUIÑONES

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - JOSE A. QUIÑONES GONZALEZ - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	355	0.0120	ERROR	171.78%	Piso 1	355	0.0014	OK	19.39%

GONZALES CASO 1

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando funciona como aporcado no cumple con los desplazamientos máximos normativos, debido a que los muros que presentan en la dirección X no aportan rigidez al ser menores a 1.20m de longitud.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas, debido a que las columnas no se golpearán con muros directamente.

4.2.2. I.E. 10030 Naylamp

a) Pabellón A

TABLA XV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - 10030 NAYLAMP - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	355	0.0139	ERROR	199.08%	Piso 1	355	0.0004	OK	8.29%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - 10030 NAYLAMP - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	100	0.010062	ERROR	143.74%	Piso 1	370	0.00059	OK	11.80%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporcado no cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando presenta el problema de columna corta no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

b) Pabellón B

TABLA XVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - 10030 NAYLAMP - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.020556	ERROR	293.66%	Piso 1	385	0.001084	OK	21.68%
Piso 2	335	0.01171	ERROR	167.29%	Piso 2	335	0.004357	OK	87.13%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - 10030 NAYLAMP - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.035558	ERROR	507.97%	Piso 1	385	0.001242	OK	17.74%
Piso 2	50	0.017895	ERROR	255.64%	Piso 2	335	0.00494	OK	70.58%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón B cuando funciona como apoticado no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón B cuando presenta el problema de columna corta no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.

c) Pabellón C

TABLA XIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - 10030 NAYLAMP - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0028	OK	40.58%	Piso 1	385	0.0004	OK	6.10%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando funciona como apoticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

d) Pabellón D

TABLA XX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN D DE LA I.E. 10030 NAYLAMP CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - 10030 NAYLAMP - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.003238	OK	46.26%	Piso 1	385	0.000361	OK	5.16%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón D cuando funciona como apoticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.

- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

4.2.3. I.E. Augusto Salazar Bondy

a) Pabellón A

TABLA XXI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY CASO

1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - AUGUSTO SALAZAR BONDY - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0086	ERROR	123.17%	Piso 1	385	0.0008	OK	11.92%
Piso 2	335	0.0154	ERROR	220.26%	Piso 2	335	0.0016	OK	23.42%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aperticado no cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

b) Pabellón B

TABLA XXII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY CASO

1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - AGUSTO SALAZAR BONDY - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0118	ERROR	169.05%	Piso 1	385	0.0038	OK	75.42%
Piso 2	335	0.0117	ERROR	167.45%	Piso 2	335	0.0038	OK	76.29%
Piso 3	335	0.0068	OK	96.80%	Piso 3	335	0.0028	OK	56.67%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando funciona como aperticado no cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

c) Pabellón C

TABLA XXIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C DE I.E. AUGUSTO SALAZAR BONDY

CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - AUGUSTO SALAZAR BONDY - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0057	OK	81.80%	Piso 1	385	0.0001	OK	1.84%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando funciona como aperticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

4.2.4. I.E. Nuestra Señora de Fátima

a) Pabellón A

TABLA XXIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "A" DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - NUESTRA SEÑORA DE FATIMA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0036	OK	51.88%	Piso 1	385	0.0026	OK	51.62%
Piso 2	335	0.0045	OK	64.27%	Piso 2	335	0.0018	OK	36.52%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporcado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

b) Pabellón B

TABLA XXV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "B" DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - NUESTRA SEÑORA DE FATIMA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	375	0.0038	OK	54.28%	Piso 1	375	0.0010	OK	19.46%
Piso 2	325	0.0047	OK	67.19%	Piso 2	325	0.0037	OK	74.21%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando funciona como aporcado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

c) Pabellón C

TABLA XXVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "C" DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA- CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	360	0.0416	ERROR	593.89%	Piso 1	360	0.0011	OK	21.73%
Piso 2	310	0.0221	ERROR	316.10%	Piso 2	310	0.0045	OK	90.49%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XXVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "C" DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0336	ERROR	480.14%	Piso 1	360	0.0010	OK	20.35%
Piso 2	70	0.0167	ERROR	238.14%	Piso 2	310	0.0042	OK	84.42%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando funciona como aporcado no cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón C cuando presenta el problema de columna corta no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.

d) Pabellón D

TABLA XXVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "D" DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - NUESTRA SEÑORA DE FATIMA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	360	0.0136	ERROR	194.83%	Piso 1	360	0.0004	OK	7.30%
Piso 2	310	0.0070	ERROR	100.29%	Piso 2	310	0.0015	OK	30.45%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XXIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "D" DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - NUESTRA SEÑORA DE FATIMA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0410	ERROR	585.83%	Piso 1	360	0.0011	OK	16.35%
Piso 2	70	0.0216	ERROR	309.28%	Piso 2	310	0.0048	OK	68.07%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón D cuando funciona como aporcado no cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón D cuando presenta el problema de columna corta no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.5. I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz

a) Pabellón A

TABLA XXX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ- CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	360	0.0393	ERROR	561.12%	Piso 1	360	0.0010	OK	20.86%
Piso 2	310	0.0194	ERROR	277.37%	Piso 2	310	0.0043	OK	86.06%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XXXI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ
CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0241	ERROR	344.24%	Piso 1	360	0.0009	OK	18.74%
Piso 2	70	0.0127	ERROR	181.03%	Piso 2	310	0.0039	OK	77.14%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporticado no cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando presenta el problema de columna corta no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

b) Pabellón B

TABLA XXXII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ
CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	370	0.0434	ERROR	620.14%	Piso 1	370	0.0009	OK	18.49%
Piso 2	340	0.0192	ERROR	274.27%	Piso 2	340	0.0036	OK	71.84%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XXXIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - NUESTRA SEÑORA DE FATIMA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0233	ERROR	333.48%	Piso 1	360	0.0010	OK	20.25%
Piso 2	70	0.0124	ERROR	177.43%	Piso 2	310	0.0042	OK	83.98%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón B cuando funciona como aporticado no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón B cuando presenta el problema de columna corta no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.

c) Pabellón C

TABLA XXXIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	360	0.0426	ERROR	608.74%	Piso 1	360	0.0011	OK	22.90%
Piso 2	310	0.0205	ERROR	292.49%	Piso 2	310	0.0047	OK	94.50%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XXXV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0237	ERROR	338.10%	Piso 1	360	0.0010	OK	20.96%
Piso 2	70	0.0125	ERROR	178.75%	Piso 2	310	0.0043	OK	86.44%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón C cuando funciona como aporticado no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón C cuando presenta el problema de columna corta no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.6. I.E. Ramón Espinoza Sierra

a) Pabellón A

TABLA XXXVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. RAMÓN ESPINOZA SIERRA CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - RAMÓN ESPINOZA SIERRA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0289	ERROR	412.57%	Piso 1	385	0.0009	OK	18.69%
Piso 2	335	0.0142	ERROR	202.75%	Piso 2	335	0.0036	OK	72.90%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XXXVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. RAMÓN ESPINOZA SIERRA CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - RAMON ESPINOZA SIERRA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0241	ERROR	344.29%	Piso 1	360	0.0019	OK	38.00%
Piso 2	70	0.0127	ERROR	181.43%	Piso 2	310	0.0039	OK	78.00%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporticado no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando presenta el problema de columna corta no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

b) Pabellón B

TABLA XXXVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. RAMÓN ESPINOZA SIERRA CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	370	0.0434	ERROR	620.14%	Piso 1	370	0.0009	OK	18.49%
Piso 2	340	0.0192	ERROR	274.27%	Piso 2	340	0.0036	OK	71.84%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XXXIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. RAMÓN ESPINOZA SIERRA CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - NUESTRA SEÑORA DE FATIMA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0233	ERROR	333.48%	Piso 1	360	0.0010	OK	20.25%
Piso 2	70	0.0124	ERROR	177.43%	Piso 2	310	0.0042	OK	83.98%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón B cuando funciona como aporticado no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón B cuando presenta el problema de columna corta no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.7. I.E. Federico Villareal

a) Pabellón A

TABLA XL. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. FEDERICO VILLAREAL CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - FEDERICO VILLAREAL - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0363	ERROR	518.77%	Piso 1	385	0.0013	OK	26.23%
Piso 2	335	0.0163	ERROR	233.09%	Piso 2	335	0.0053	ERROR	106.50%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XLI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A DE LA I.E. FEDERICO VILLAREAL CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - FEDERICO VILLAREAL - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0177	ERROR	253.41%	Piso 1	360	0.0013	OK	25.44%
Piso 2	70	0.0086	ERROR	122.74%	Piso 2	310	0.0050	ERROR	100.39%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporcado no cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando presenta el problema de columna corta no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

b) Pabellón B

TABLA XLII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. FEDERICO VILLAREAL CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - FEDERICO VILLAREAL - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0345	ERROR	492.63%	Piso 1	385	0.0012	OK	24.29%
Piso 2	335	0.0156	ERROR	222.78%	Piso 2	335	0.0048	OK	95.40%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XLIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN B DE LA I.E. FEDERICO VILLAREAL CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - FEDERICO VILLAREAL - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0176	ERROR	251.22%	Piso 1	360	0.0012	OK	24.55%
Piso 2	70	0.0086	ERROR	122.22%	Piso 2	310	0.0049	OK	97.32%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón B cuando funciona como aporcado no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que los desplazamientos del Pabellón B cuando presenta el problema de columna corta no cumplen con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.8. I.E. 10042 Monseñor Juan Tomis Stack

a) Pabellón A

TABLA XLIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "A" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	375	0.0039	OK	56.29%	Piso 1	375	0.0010	OK	19.90%
Piso 2	325	0.0040	OK	56.72%	Piso 2	325	0.0038	OK	75.67%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporcado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

b) Pabellón B

TABLA XLV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	360	0.0176	ERROR	250.97%	Piso 1	360	0.0004	OK	8.19%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XLVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “B” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0138	ERROR	196.72%	Piso 1	360	0.0004	OK	8.08%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

c) Pabellón C

TABLA XLVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	360	0.0176	ERROR	250.97%	Piso 1	360	0.0004	OK	8.19%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA XLVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0138	ERROR	196.72%	Piso 1	360	0.0004	OK	8.08%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.9. I.E. 11023 Abraham Valdelomar

a) Pabellón A

TABLA XLIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "A" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - ABRAHAM VALDELOMAR - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	375	0.0419	ERROR	599.15%	Piso 1	375	0.0010	OK	20.47%
Piso 2	325	0.0201	ERROR	286.99%	Piso 2	325	0.0042	OK	84.24%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA L. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "A" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - ABRAHAM VALDELOMAR - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0340	ERROR	485.63%	Piso 1	375	0.0010	OK	19.10%
Piso 2	50	0.0179	ERROR	255.66%	Piso 2	325	0.0039	OK	78.61%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

b) Pabellón B

TABLA LI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "B" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - ABRAHAM VALDELOMAR - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	375	0.0205	ERROR	292.73%	Piso 1	375	0.0005	OK	9.70%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "B" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - ABRAHAM VALDELOMAR - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0138	ERROR	197.59%	Piso 1	375	0.0004	OK	7.25%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando funciona como apoticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

c) Pabellón C

TABLA LIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "C" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - ABRAHAM VALDELOMAR - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	370	0.0398	ERROR	568.44%	Piso 1	370	0.0010	OK	20.38%
Piso 2	320	0.0197	ERROR	281.07%	Piso 2	320	0.0042	OK	84.33%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "C" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - ABRAHAM VALDELOMAR - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0347	ERROR	496.02%	Piso 1	370	0.0009	OK	18.02%
Piso 2	50	0.0183	ERROR	262.06%	Piso 2	320	0.0037	OK	74.16%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando funciona como apoticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

d) Pabellón D

TABLA LV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "D" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - ABRAHAM VALDELOMAR - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	370	0.0136	ERROR	193.61%	Piso 1	370	0.0015	OK	30.50%
Piso 2	320	0.0045	OK	64.93%	Piso 2	320	0.0043	OK	86.03%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "D" DE LA I.E. MONSEÑOR JUAN TOMIS
STACK CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - ABRAHAM VALDELOMAR - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	100	0.0113	ERROR	161.50%	Piso 1	370	0.0005	OK	10.38%
Piso 2	100	0.0028	OK	39.71%	Piso 2	320	0.0016	OK	31.66%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón D cuando funciona como apoticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón D cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.10. I.E. Elvira García y García

a) Pabellón A-B

TABLA LVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A-B DE LA I.E. ELVIRA GARCÍA Y GARCÍA
CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A-B" - ELVIRA GARCÍA Y GARCÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0035	OK	49.66%	Piso 1	385	0.0025	OK	49.38%
Piso 2	335	0.0033	OK	47.28%	Piso 2	335	0.0016	OK	32.68%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento de los pabellones A y B cuando funcionan como apoticado cumplen con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

b) Pabellón C-H

TABLA LVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN C-H DE LA I.E. ELVIRA GARCÍA Y GARCÍA
CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C-H" - ELVIRA GARCÍA Y GARCÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0033	OK	46.44%	Piso 1	385	0.0022	OK	44.19%
Piso 2	335	0.0033	OK	46.54%	Piso 2	335	0.0015	OK	29.52%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C-H cuando funcionan como apoticado cumplen con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.11. I.E. San José

a) Pabellón A-H

TABLA LIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN A-B DE LA I.E. SAN JOSÉ CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A-H" - SAN JOSÉ - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0055	OK	78.49%	Piso 1	385	0.0022	OK	44.04%
Piso 2	335	0.0070	OK	99.90%	Piso 2	335	0.0013	OK	26.54%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento de los pabellones A y B cuando funcionan como apoticado cumplen con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo analizamos CASO 1 debido a que no presenta columnas cortas.

4.2.12. I.E. 11014 Inmaculada Concepción

a) Pabellón A

TABLA LX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "A" DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - INMACULADA CONCEPCIÓN - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0473	ERROR	675.20%	Piso 1	385	0.0016	OK	32.24%
Piso 2	335	0.0313	ERROR	447.38%	Piso 2	335	0.0017	OK	33.06%
Piso 2	335	0.0155	ERROR	220.86%	Piso 2	335	0.0013	OK	25.48%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "A" DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - INMACULADA CONCEPCIÓN - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	110	0.0196	ERROR	280.32%	Piso 1	385	0.0015	OK	29.76%
Piso 2	110	0.0131	ERROR	186.87%	Piso 2	335	0.0016	OK	32.75%
Piso 2	110	0.0066	OK	93.62%	Piso 2	335	0.0013	OK	26.53%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como apoticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

b) Pabellón B

TABLA LXII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "B" DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - INMACULADA CONCEPCIÓN - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0441	ERROR	630.29%	Piso 1	385	0.0015	OK	29.09%
Piso 2	335	0.0301	ERROR	429.77%	Piso 2	335	0.0015	OK	29.86%
Piso 2	335	0.0149	ERROR	212.17%	Piso 2	335	0.0011	OK	22.98%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "B" DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - INMACULADA CONCEPCIÓN - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	110	0.0202	ERROR	288.98%	Piso 1	385	0.0013	OK	26.41%
Piso 2	110	0.0135	ERROR	193.28%	Piso 2	335	0.0015	OK	29.30%
Piso 2	110	0.0068	OK	97.72%	Piso 2	335	0.0012	OK	23.92%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando funciona como apoticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

c) **Pabellón C**

TABLA LXIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - INMACULADA CONCEPCIÓN - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0297	ERROR	423.93%	Piso 1	385	0.0010	OK	19.61%
Piso 2	335	0.0140	ERROR	200.33%	Piso 2	335	0.0007	OK	14.37%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “C” DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - INMACULADA CONCEPCIÓN - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	70	0.0212	ERROR	303.45%	Piso 1	385	0.0010	OK	19.22%
Piso 2	70	0.0102	ERROR	145.57%	Piso 2	335	0.0008	OK	15.73%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

d) **Pabellón D**

TABLA LXVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - INMACULADA CONCEPCIÓN - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0302	ERROR	431.41%	Piso 1	385	0.0010	OK	19.66%
Piso 2	335	0.0143	ERROR	204.14%	Piso 2	335	0.0007	OK	14.46%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - INMACULADA CONCEPCIÓN - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0297	ERROR	424.29%	Piso 1	385	0.0010	OK	19.22%
Piso 2	50	0.0142	ERROR	203.53%	Piso 2	335	0.0008	OK	15.72%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón D cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón D cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.13. I.E. Santa Magdalena Sofía

a) Pabellón A

TABLA LXVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "A" DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	375	0.0231	ERROR	329.39%	Piso 1	375	0.0011	OK	21.40%
Piso 2	325	0.0119	ERROR	170.31%	Piso 2	325	0.0043	OK	85.21%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "A" DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	80	0.0150	ERROR	213.70%	Piso 1	375	0.0009	OK	18.90%
Piso 2	80	0.0079	ERROR	112.27%	Piso 2	325	0.0038	OK	75.63%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón A cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

b) Pabellón B

TABLA LXX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "B" DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	375	0.0226	ERROR	322.42%	Piso 1	375	0.0011	OK	21.00%
Piso 2	325	0.0118	ERROR	168.75%	Piso 2	325	0.0042	OK	83.60%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXXI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "B" DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "B" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0238	ERROR	340.13%	Piso 1	375	0.0010	OK	19.34%
Piso 2	50	0.0126	ERROR	179.87%	Piso 2	325	0.0038	OK	76.79%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando funciona como aporricado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón B cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

c) **Pabellón C**

TABLA LXXII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "C" DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	360	0.0226	ERROR	322.72%	Piso 1	360	0.0010	OK	20.42%
Piso 2	310	0.0122	ERROR	173.73%	Piso 2	310	0.0041	OK	81.70%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXXIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "C" DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "C" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0242	ERROR	346.18%	Piso 1	375	0.0009	OK	17.92%
Piso 2	50	0.0129	ERROR	183.60%	Piso 2	325	0.0036	OK	71.16%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando funciona como aporricado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón C cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

d) Pabellón D

TABLA LXXIV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	360	0.0108	ERROR	154.98%	Piso 1	360	0.0005	OK	9.50%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXXV. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “D” DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	60	0.0122	ERROR	174.35%	Piso 1	360	0.0004	OK	8.80%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón D cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón D cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

e) Pabellón E

TABLA LXXVI. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “E” DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "E" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	365	0.0239	ERROR	341.35%	Piso 1	365	0.0011	OK	21.99%
Piso 2	315	0.0124	ERROR	177.31%	Piso 2	315	0.0044	OK	88.07%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXXVII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN “E” DE LA I.E. 11014 INMACULADA
CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "E" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0340	ERROR	485.63%	Piso 1	365	0.0010	OK	19.63%
Piso 2	50	0.0179	ERROR	255.66%	Piso 2	315	0.0041	OK	81.10%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón E cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón E cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

f) Pabellón F

TABLA LXXVIII. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "F" DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "F" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0346	ERROR	494.32%	Piso 1	385	0.0016	OK	32.94%
Piso 2	335	0.0250	ERROR	357.37%	Piso 2	335	0.0018	OK	35.82%
Piso 3	335	0.0121	ERROR	173.19%	Piso 3	335	0.0014	OK	27.22%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXXIX. DESPLAZAMIENTOS DE PABELLÓN "F" DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "F" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0508	ERROR	725.11%	Piso 1	385	0.0014	OK	28.81%
Piso 2	50	0.0380	ERROR	542.19%	Piso 2	335	0.0016	OK	32.21%
Piso 3	50	0.0189	ERROR	270.05%	Piso 3	335	0.0013	OK	26.22%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón F cuando funciona como aporcicado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón F cuando presenta el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

g) Pabellón G-H

TABLA LXXX. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES "G-H" DE LA I.E. 11014 INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "G-H" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0300	ERROR	428.74%	Piso 1	385	0.0016	OK	32.97%
Piso 2	335	0.0234	ERROR	333.97%	Piso 2	335	0.0018	OK	35.11%
Piso 3	335	0.0120	ERROR	170.82%	Piso 3	335	0.0014	OK	28.04%

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXXXI. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES "G-H" DE LA I.E. 11014
INMACULADA CONCEPCIÓN CASO 2

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "G-H" - SANTA MAGDALENA SOFÍA - CASO 2									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	50	0.0316	ERROR	450.83%	Piso 1	385	0.0014	OK	28.35%
Piso 2	50	0.0237	ERROR	338.45%	Piso 2	335	0.0015	OK	29.64%
Piso 3	50	0.0120	ERROR	171.13%	Piso 3	335	0.0011	OK	22.57%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento de los pabellones G-H cuando funcionan como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Se puede apreciar que el desplazamiento de los pabellones G-H cuando presentan el problema de columnas cortas no cumple con los desplazamientos máximos normativos.

4.2.14. I.E. Karl Weiss

a) Pabellón A-D

TABLA LXXXII. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES "A-D" DE LA I.E. KARL WEISS
CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A-E" - KARL WEISS - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0046	OK	65.08%	Piso 1	385	0.0014	OK	27.05%
Piso 2	335	0.0067	OK	95.65%	Piso 2	335	0.0012	OK	24.03%
Piso 3	335	0.0054	OK	77.25%	Piso 3	335	0.0007	OK	14.56%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento de los pabellones A-D cuando funcionan como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo se analizó el CASO 1 debido a que estas edificaciones no presentan el problema de columnas cortas

b) Pabellón E

TABLA LXXXIII. DESPLAZAMIENTOS DEL PABELLON "F" DE LA I.E. KARL WEISS CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "F" - KARL WEISS - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0048	OK	68.30%	Piso 1	385	0.0014	OK	27.11%
Piso 2	335	0.0069	OK	99.25%	Piso 2	335	0.0012	OK	23.98%
Piso 3	335	0.0056	OK	79.56%	Piso 3	335	0.0007	OK	14.44%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento del Pabellón E cuando funciona como aporticado cumple con los desplazamientos máximos normativos.

- Solo se analizó el CASO 1 debido a que esta edificación no presenta el problema de columnas cortas

4.2.15. I.E. Nuestra Señora del Rosario

a) Pabellón A-C

TABLA LXXXIV. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES “A-C” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A-C" - NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0049	OK	69.70%	Piso 1	385	0.0014	OK	27.52%
Piso 2	335	0.0066	OK	94.53%	Piso 2	335	0.0013	OK	26.19%
Piso 3	335	0.0065	OK	92.20%	Piso 3	335	0.0009	OK	17.14%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento de los pabellones A-C cuando funcionan como aparcado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo se analizó el CASO 1 debido a que estas edificaciones no presentan el problema de columnas cortas

b) Pabellón D-E

TABLA LXXXIV. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PABELLONES “D-E” DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO CASO 1

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "D-E" - NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO - CASO 1									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0051	OK	73.03%	Piso 1	385	0.0015	OK	29.80%
Piso 2	335	0.0066	OK	93.94%	Piso 2	335	0.0014	OK	28.43%
Piso 3	335	0.0070	OK	99.44%	Piso 3	335	0.0009	OK	18.89%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se puede apreciar que el desplazamiento de los pabellones D-E cuando funcionan como aparcado cumple con los desplazamientos máximos normativos.
- Solo se analizó el CASO 1 debido a que estas edificaciones no presentan el problema de columnas cortas

4.3. Resultados de los análisis en primer nivel

La evaluación de los 15 colegios estudiados nos brinda información necesaria para poder conocer la realidad de las estructuras de las edificaciones de los centros educativos públicos secundarios actualmente.

En el caso de esta investigación se estudiaron 65 módulos de los cuales se realizó una caracterización según los elementos indicados en el método Hirosawa además como se

presentó anteriormente se comparó con lo mencionado por la norma E.030 de Diseño Sismorresistente de la cual podremos obtener estos datos:

4.3.1. Colegios con problemas de columna corta

Se puede observar que el 54% de los módulos de los colegios estudiados (alrededor de 35) presentan el problema de columna corta y el 46% restante (alrededor de 30) no lo presentan.

Esto debido a que a la fecha del estudio se presentan varios colegios los cuales presentan el módulo 780-post el cual presenta juntas de separación correctas para evitar la columna corta.

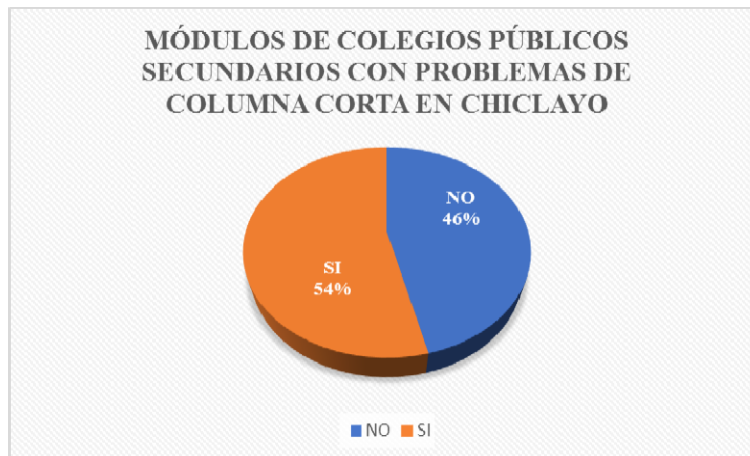


Fig. 37. Gráfico de la relación de módulos con columna corta.

Fuente: Elaboración Propia.

4.3.2. Tipos de módulos de los colegios públicos secundarios de Chiclayo

Se puede observar que el 62% de los módulos de los colegios estudiados (alrededor de 40) son del tipo 780-pre y el 38% restante (alrededor de 25) no lo presentan.

Esto debido a que a la fecha del estudio se presentan actualmente colegios modernos como los emblemáticos.

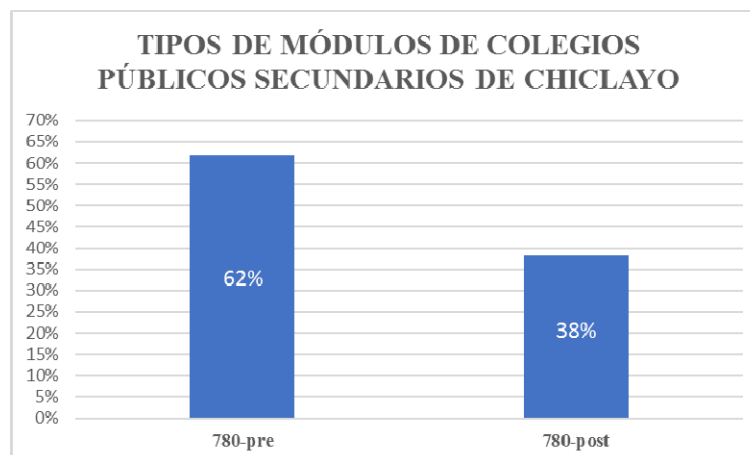


Fig. 38. Gráfico de la caracterización de módulos.

Fuente: Elaboración Propia.

4.3.3. Seguridad de los módulos de colegios públicos secundarios según Hirosawa

Se determinó que el 51% (alrededor de 33) de los módulos de los colegios analizados son seguros según el método Hirosawa y el otro 49% de estos (alrededor de 32) son inseguros.

Otra vez se puede observar que la gran cantidad de módulos seguros son resultado de la construcción de colegios modernos a la fecha de la presente investigación. Ejm: Colegio San José, Nuestra Señora del Rosario, Karl Weiss, 10030 Naylamp.

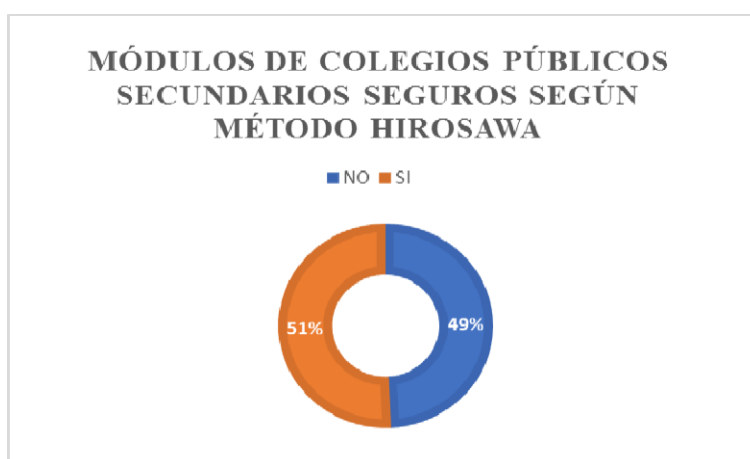


Fig. 39. Gráfico que indica el porcentaje de los módulos de colegios seguros según método Hirosawa.

Fuente: Elaboración Propia.

4.3.4. Seguridad de los módulos de colegios públicos secundarios según Norma E.030

Se determinó que el 51% (alrededor de 33) de los módulos de los colegios analizados son seguros según el método Hirosawa y el otro 49% de estos (alrededor de 32) son inseguros.

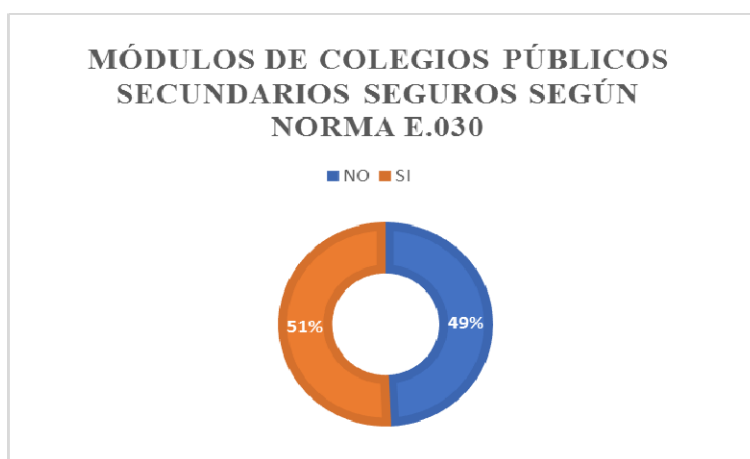


Fig. 40. Gráfico que indica el porcentaje de los módulos de colegios seguros según Norma E.030.

Fuente: Elaboración Propia.

4.3.5. Módulo más vulnerable

4.3.5.1. Criterios para elección

- Debe ser del tipo módulo 780-pre para su futuro reforzamiento y/o corrección.
- Periodo de la estructura, se tomará en cuenta el periodo que más varia de los resultados normales que arrojan las edificaciones de concreto armado (0.1s por piso).
- Debe presentar el problema de columna corta.
- Debe ser considerado inseguro según método Hirosawa.
- Debe ser considerado inseguro según norma E.030.
- Debe tener mínimo 2 pisos, para aplicar técnicas de reforzamientos de este tipo de colegios y por la simpleza del reforzamiento de módulos de 1 piso.
- Debe presentar una configuración estructural lo más irregular posible.

4.3.5.2. Elección del módulo más vulnerable

Se determinó que el colegio más vulnerable es el módulo B del colegio Nuestra Señora de la Paz debido a que

- Es un módulo tipo 780-pre
- Su periodo es de 0.75s, cuando debería ser aproximadamente 0.2s por tener 2 pisos
- Presenta el problema de columna corta.
- Inseguro según Hirosawa
- Inseguro según norma E.030
- Posee 2 pisos
- Configuración estructural muy esbelta en el sentido X (Aporticado)

4.4. Evaluación de colegio en segundo nivel

4.4.1. Nuevos índices de la estructura

En el caso del análisis al segundo nivel se considerará los nuevos valores de deterioro de la estructura el cual en este caso brinda un valor de 0.97, este valor será multiplicado con el valor anterior de deterioro (T), lo cual hará que confirmaría aún más el mal estado de esta edificación

TABLA LXXXV. ÍNDICES SÍSMICOS DEL PRIMER PISO DEL MÓDULO ANALIZADO EN SEGUNDO NIVEL

DIRECCION X		DIRECCION Y	
ÍNDICE E ₀	0.40	ÍNDICE E ₀	1.97
ÍNDICE S _D	0.95	ÍNDICE S _D	0.95
ÍNDICE T	0.87	ÍNDICE T	0.87
ÍNDICE I _s	0.33	ÍNDICE I _s	1.64
ÍNDICE I _{so}	1.20	ÍNDICE I _{so}	1.20
EL PISO N°:1 DEL PABELLÓN "B" DEL COLEGIO I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ ES VULNERABLE SISMICAMENTE		EL PISO N°:1 DEL PABELLÓN "B" DEL COLEGIO I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ NO ES VULNERABLE SISMICAMENTE	

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA LXXXVI. ÍNDICES SÍSMICOS DEL SEGUNDO PISO DEL MÓDULO ANALIZADO EN SEGUNDO NIVEL

DIRECCION X		DIRECCION Y	
ÍNDICE E ₀	0.34	ÍNDICE E ₀	1.64
ÍNDICE S _D	0.95	ÍNDICE S _D	0.95
ÍNDICE T	0.87	ÍNDICE T	0.87
ÍNDICE I _s	0.28	ÍNDICE I _s	1.36
ÍNDICE I _{so}	1.20	ÍNDICE I _{so}	1.20
EL PISO N°:2 DEL PABELLÓN "B" DEL COLEGIO I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ ES VULNERABLE SISMICAMENTE		EL PISO N°:2 DEL PABELLÓN "B" DEL COLEGIO I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ NO ES VULNERABLE SISMICAMENTE	

Fuente: Elaboración Propia.

4.4.2. Momentos y Cortantes Últimos

a) Momentos últimos

Los momentos últimos de los elementos estructurales si bien aumentan debido a la presencia de columnas cortas no son un problema en este caso debido a que los valores obtenidos después del análisis estructural mediante una envolvente de todas las combinaciones de carga de establecidas por la norma E.060 de Concreto Armado, son valores bajos los cuales no necesitarían un refuerzo por momento flexionante.

Estos valores de los momentos últimos están en el orden de los valores de 3.5-4.5 tn-m. Además, es importante mencionar que los valores de los Pu (Cargas Últimas), tampoco son muy elevadas al estar en el orden de 39-40 tn.

b) Cortantes últimos

En el caso de cortantes últimos se observa un incremento muy grande este debido a la presencia de columna corta, esta última hace que los cortantes se concentren en la zona de choque de muro con la columna corta añadiendo al cortante producido por el sismo el valor de

la carga de choque y el cortante producido por el momento por lo mismo que es una columna corta.

Y el cortante sería:

$$V_U = V_u + V_m + V_M$$

Donde:

- V_U = Cortante último final
- V_u = Cortante último de análisis estructural
- V_m = Cortante producido por choque del muro
- V_M = Cortante producido por el momento en columna corta

Tenemos los valores de $V_u = 5.03\text{tn}$, $V_m = 7.752\text{tn}$ y $V_M = 3.54/0.7 = 5.06\text{tn}$

Dando como resultado que el $V_U = 17.84\text{tn}$

Y de la columna en este caso el valor resistente de una columna de concreto armado de 25x25 es de:

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

Dando como resultado que el $V_c = 4.69\text{tn}$.

Ahora calculamos la fuerza cortante que aportan los estribos espaciados a 10cms.

$$V_s = A_v * f_y * d / s$$

Dando como resultado el $V_s = 10.1346$

Entonces el $V_{Resistente}$ es = 14.8246tn , y se debe disminuir en 0.85 por el Φ , lo cual finalmente daría el valor de 12.60tn

Entonces podemos concluir que $V_{Resistente} < V_{Último}$.

Por lo que la columna fallará por cortante debido al agotamiento que se producirá por la poca capacidad de desplazamiento, además, que se puede considerar los efectos de torsión producidos porque las columnas cortan absorben gran cantidad de cortante del entrepiso al tener mucha rigidez lateral en el rango elástico, que es el rango el cual estamos analizando.

4.5. Reforzamiento estructural

4.5.1. Plan de refuerzo 1

Como se ha mencionado anteriormente este primer refuerzo plantea la ampliación de las columnas las cuales tienen poca rigidez (25cm x 25cm).

En el modelamiento estructural se consideró la intervención en las cimentaciones entonces para estas nuevas columnas serán diseñadas por flexo compresión y cortante.

Para el dimensionamiento de la ampliación de las columnas se consideró una dimensión mínima de 10cm de ensanche para evitar lo que son juntas frías entre el concreto antiguo y el

nuevo. En este caso las columnas se ampliarán 30cm en cada dirección teniendo como resultado una columna en T. Las columnas sobresalen 10cm hacia afuera y 10cm hacia adentro.

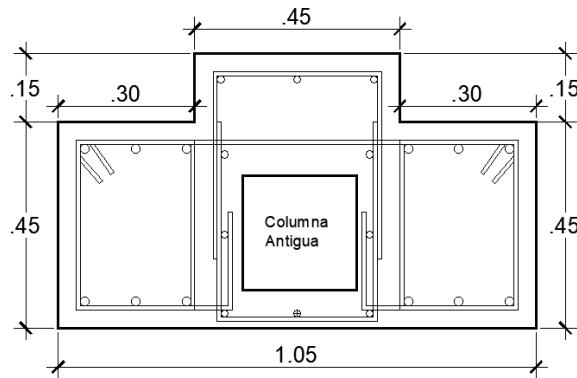


Fig. 41 Ampliación de las columnas T

Fuente: Elaboración Propia

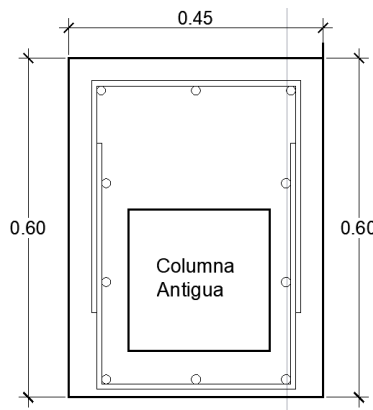


Fig. 42 Ampliación de las columnas con muros

Fuente: Elaboración Propia

Al realizar el modelamiento con estos cambios en la estructura mediante el programa Etabs2018 se obtuvieron los siguientes datos.

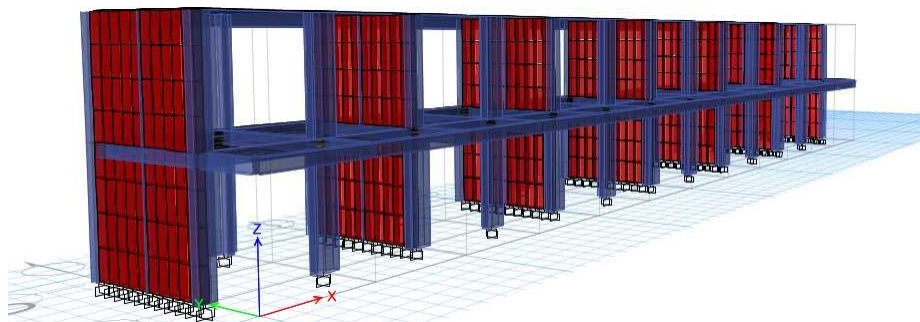


Fig. 43 Modelamiento estructural en Etabs2018 del plan de refuerzo 1

Fuente: Elaboración Propia

Periodo Fundamental de la Estructura:

- Periodo en X-X: 0.204 seg.
- Periodo en Y-Y: 0.102 seg.

Peso Sísmico de la Estructura:

- Peso del Segundo Piso: 147.42 tn.
- Peso del Primer Piso: 154.77 tn.
- Peso Total: 302.20 tn.

Fuerza de Inercia por piso:

- Fuerza de Inercia del Segundo Piso: 91.218 tn.
- Fuerza de Inercia del Primer Piso: 95.767 tn.
- Cortante Total: 186.985 tn.

También se obtuvieron los resultados de los desplazamientos laterales los cuales arrojaron

TABLA LXXXVII. DESPLAZAMIENTOS LATERALES DEL PLAN DE REFUERZO 1 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE PLAN DE REFUERZO 1							
En X:							
Piso	Altura	D1.SAP.Abs	D.Real.Abs	D.Real.Rel.	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.2647	0.595575	0.595575	0.0015	OK	30.94%
Piso 2	335	0.6116	1.3761	0.780525	0.0023	OK	46.60%
Piso	Altura	D1.SAP.Abs	D.Real.Abs	D.Real.Rel.	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0547	0.123075	0.123075	0.0003	OK	6.39%
Piso 2	335	0.0959	0.215775	0.0927	0.0003	OK	5.53%

Fuente: Elaboración Propia

Para el análisis y diseño por flexocompresión se debe considerar el concreto antiguo de la columna y el concreto nuevo a colocar haciendo una relación de módulos de elasticidad, en este caso para estas columnas se realizó el diseño con un concreto $f^c = 210\text{Kg/cm}^2$.

Se obtuvieron las cargas y momentos de diseño para todas las combinaciones y se modeló el diagrama de interacción para las 2 columnas a diseñar (Columnas en T y en esquina), además, no se consideró el acero de refuerzo colocado en la columna antigua porque no hay forma de determinar el f_y exacto del material así que se diseñara con el núcleo antiguo como si fuera de concreto puro.

Para el diseño por flexocompresión de las columnas T se consideró 16 varillas de 5/8" y 1 varilla de 1/2" se obtuvo su diagrama de interacción con las cargas sometidas en la columna más crítica.

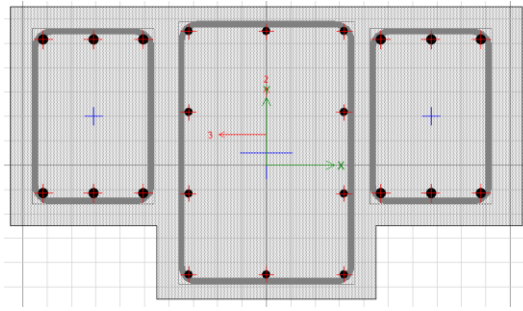


Fig. 44 Detalle de columna T con 12 varillas de 3/4" y 10 varillas de 5/8"

Fuente: Elaboración Propia

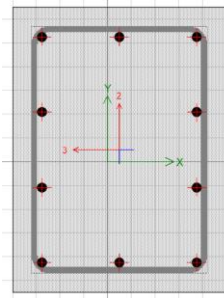


Fig. 45 Detalle de columna T con 12 varillas de 3/4" y 10 varillas de 5/8"

Fuente: Elaboración Propia

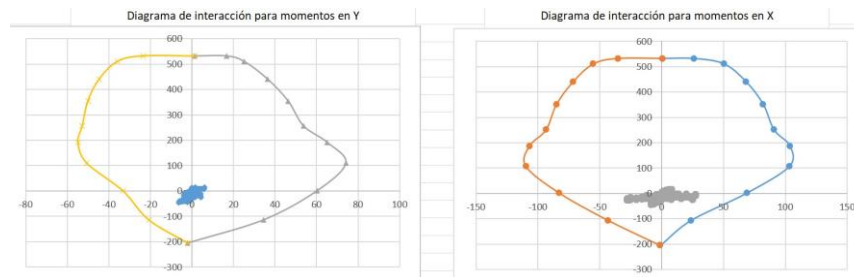


Fig. 46 Diagramas de interacción de Columna T

Fuente: Elaboración Propia

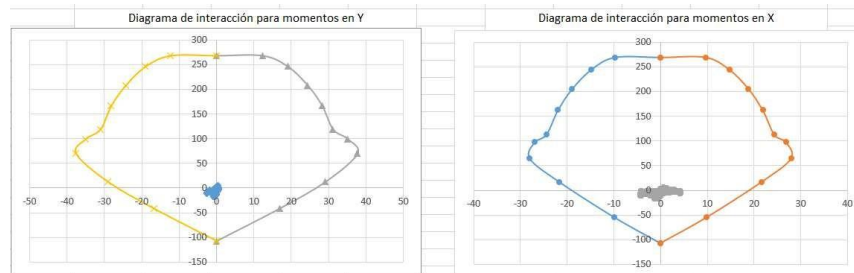


Fig. 47 Diagramas de interacción de Columna T

Fuente: Elaboración Propia

Con este refuerzo se puede observar que se resiste las cargas de diseño y la cuantía de la columna sería 1.02% la cual cumple con la mínima especificada por el reglamento.

Se puede observar que, todos los puntos que corresponden a momentos y cargas axiales últimas de las combinaciones de diseño especificadas en la norma E.060 de Concreto Armado se encuentran bajo el diagrama de interacción de las columnas reforzadas, por lo que tomaremos este diseño como válido.

Para el refuerzo por cortante para la columna se tienen los valores de cortante último de 5.78 tn para columnas de esquina y 6.19 tn para las columnas T. Con las dimensiones planteadas en las columnas el cortante resistente del concreto llega a 12 tn. En este caso el refuerzo por cortante sería el mínimo y sería distribuido de la siguiente manera. 1 @ 5cm, 5 @ 10cm, Resto @ 20cm.

Se debe verificar la carga adicional en la zapata conociendo las dimensiones reales de estas, para el caso de esta investigación y debido a que es un planteamiento general se decidió utilizar las dimensiones planteadas en los planos INFES obtenidas en los planos brindados para los colegios analizados.

CUADRO DE ZAPATAS

RESISTENCIA DEL TERRENO	Z-1				Z-2			
	a	b	φc	φd	a	b	φc	φd
MAYOR DE 0.5 kg/cm ²	2.20	2.35	7φ1/2	7φ1/2	2.45	2.60	8φ1/2	7φ1/2
MINOR DE 0.75 kg/cm ²	1.80	1.95	6φ1/2	6φ1/2	2.00	2.15	7φ1/2	6φ1/2
MINOR DE 1.0 kg/cm ²	1.65	1.70	5φ1/2	5φ1/2	1.75	1.70	6φ1/2	5φ1/2
MAYOR DE 1.5 kg/cm ²	1.25	1.40	4φ1/2	4φ1/2	1.40	1.55	5φ1/2	4φ1/2
MINOR DE 2.0 kg/cm ²	1.10	1.25	4φ1/2	4φ1/2	1.20	1.35	4φ1/2	4φ1/2

Fig. 48 Cuadro de zapatas planteado por los planos de INFES

Fuente: INFES 1993

Se modeló en el programa SAFE la cimentación planteada por INFES asumiendo que de esa manera ha sido construido para poder verificar esfuerzos en el suelo y asentamientos diferenciales en los muros de albañilería.

Se asumió una capacidad portante de 0.80 Kg/cm² para la verificación de esfuerzos y un coeficiente de balasto 1.84 Tn/m³ el cual se tomó en relación a la capacidad portante y el tipo de suelo blando que poseemos.

En cuestión de asentamientos diferenciales se obtuvieron los siguientes resultados:

EJE 1			Distorsión Angular 1/800	EJE 3			Distorsión Angular 1/800	EJE 5			Distorsión Angular 1/800	EJE 7			Distorsión Angular 1/800
Muro 1	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK
	A. Menor (cm)	0.2465		A. Menor (cm)	0.2252		A. Menor (cm)	0.2685		A. Menor (cm)	0.2685				
	A. Mayor (cm)	0.3199		A. Mayor (cm)	0.2836		A. Mayor (cm)	0.3035		A. Mayor (cm)	0.3035				
Muro 2	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK
	A. Menor (cm)	0.3199		A. Menor (cm)	0.2836		A. Menor (cm)	0.3035		A. Menor (cm)	0.3035				
	A. Mayor (cm)	0.3868		A. Mayor (cm)	0.3409		A. Mayor (cm)	0.3412		A. Mayor (cm)	0.3391				

EJE 9			Distorsión Angular 1/800	EJE 11			Distorsión Angular 1/800	EJE 13			Distorsión Angular 1/800	
Muro 1	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK
	A. Menor (cm)	0.2684		A. Menor (cm)	0.2664		A. Menor (cm)	0.2975				
	A. Mayor (cm)	0.3035		A. Mayor (cm)	0.3026		A. Mayor (cm)	0.3331				
Muro 2	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK	L (m)	2.275	Verificación OK
	A. Menor (cm)	0.3035		A. Menor (cm)	0.3026		A. Menor (cm)	0.3331				
	A. Mayor (cm)	0.3393		A. Mayor (cm)	0.3390		A. Mayor (cm)	0.3656				

Fig. 49 Resultados de asentamientos diferenciales con cimentación INFES para plan de reforzamiento 1

Fuente: Elaboración propia

En cuestión de presiones del suelo se obtuvieron los siguientes resultados.

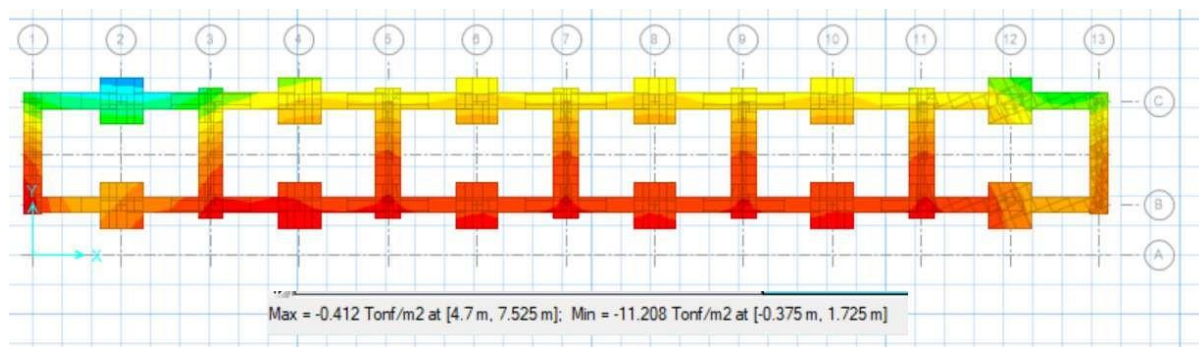


Fig. 50 Resultados de presiones en el suelo con cimentación INFES para plan de reforzamiento 1

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que los asentamientos diferenciales están dentro del rango establecido por San Bartolomé, Quiun y Silva los cuales mencionaron que experimentalmente se ha podido llegar a observar que basta una distorsión angular de 1/800 para que la albañilería se fracture [18].

En cuestión de presiones de suelos se puede observar que las presiones ejercidas al suelo sobrepasan la capacidad portante del suelo aplicando una presión máxima de 11.21 Tn/m² y nosotros asumimos que nuestra capacidad portante es 8.00 Tn/m².

Entonces tendríamos que aumentar las dimensiones de las zapatas para que se logre estar dentro del rango de las presiones.

Las nuevas dimensiones de las zapatas con columnas T son 2.40 x 2.55 y las columnas de muros van a ser 1.65x1.65 estas dimensiones se aumentaron para poder resistir las presiones admisibles. Estos aumentos de las zapatas se aplicarán también a las falsas zapatas.

El aumento de sección se realizará aumentando 30 cm de peralte hacia arriba desde cara superior de zapata para poder asegurar el empotramiento de los aceros de la columna. Según los planos tenemos un espacio de 40cm a partir del terreno natural. Adicionalmente se cortará 10cm hacia abajo de la cara superior de la zapata para la transmisión de cargas en los aceros.

La parrilla de la zapata se colocará en la cara superior de la zapata el cual será embebido por los 30 cm de concreto nuevo.

Para el anclaje de a la cimentación existente se considerará usar varillas de acero con ampliación lateral. Este reforzamiento de cimentaciones se debe realizar con una previa exploración de dimensiones a la zapata real de la estructura, pero para motivos de este planteamiento se realizará usando los planos de INFES.

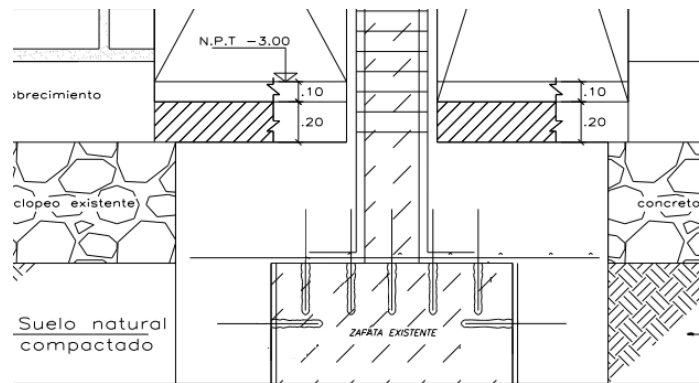


Fig. 51 Esquema de reforzamiento de zapatas planteado por Christian Belizario.

Fuente: Belizario, Christian (2017).

Se tomará en cuenta el esquema de reforzamiento planteado por Christian Belizario en el 2017 en su tesis “Reforzamiento Estructural De Una Edificación De Concreto Armado De Dos Pisos Con Fines De Ampliación” el cual aplica el Reglamento de Concreto estructural ACI-318 [19].

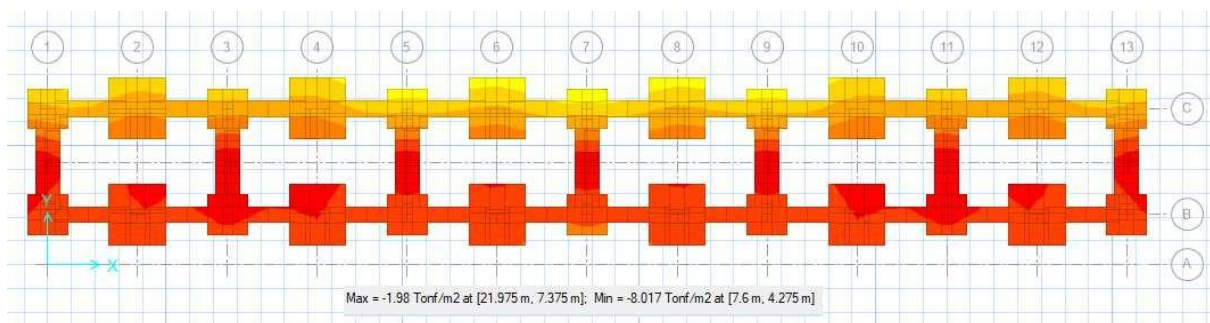


Fig. 52 Resultados de presiones en el suelo con cimentación NUEVA para plan de reforzamiento 1

Fuente: Elaboración propia

En cuestión de presiones de suelos se puede observar que las presiones ejercidas al suelo están dentro del rango de la capacidad portante del suelo aplicando una presión máxima de 8.17 Tn/m^2 y nosotros asumimos que nuestra capacidad portante es 8.00 Tn/m^2 . Tomando en cuenta el factor de seguridad 1.3 a la capacidad admisible del suelo.

El diseño por flexión es presentado a continuación:

- $M_{ux} = 15.6 \text{ Tn-m}$, $b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$.
- $M_{uy} = 9.46 \text{ Tn-m}$, $b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$.

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

Después de las iteraciones $A_{sx} = 13.51 \text{ cm}^2$ y $A_{sy} = 7.99 \text{ cm}^2$

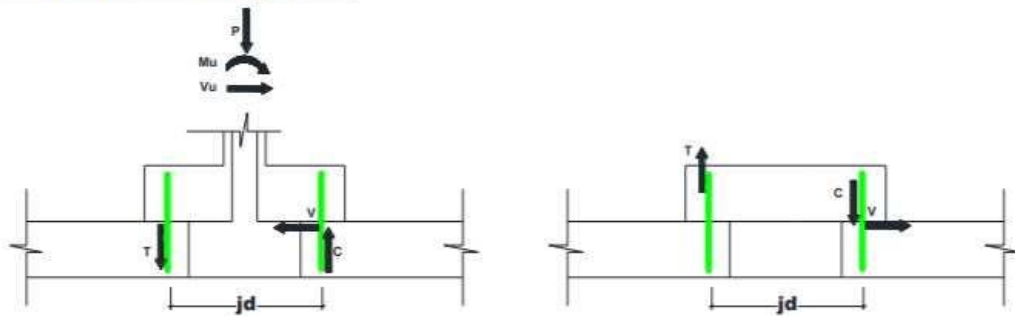
Entonces para la distribución de aceros en X tomaremos $1 \text{ } \phi 3/4'' @ 20\text{cm}$ y para la distribución de aceros en Y = $1 \text{ } \phi 5/8'' @ 25\text{cm}$

Se va a diseñar el anclaje al concreto existente tomando los siguientes datos de las zapatas

- Fuerzas en X, Y y Z.
- Momentos alrededor de X, Y y Z.

Se tomarán los datos de la zapata más crítica y luego se asumirá un diámetro de la varilla de anclaje y luego se verificará que satisfaga los requisitos de diseño. Realizamos la verificación con anclajes mecánicos de 1/2”.

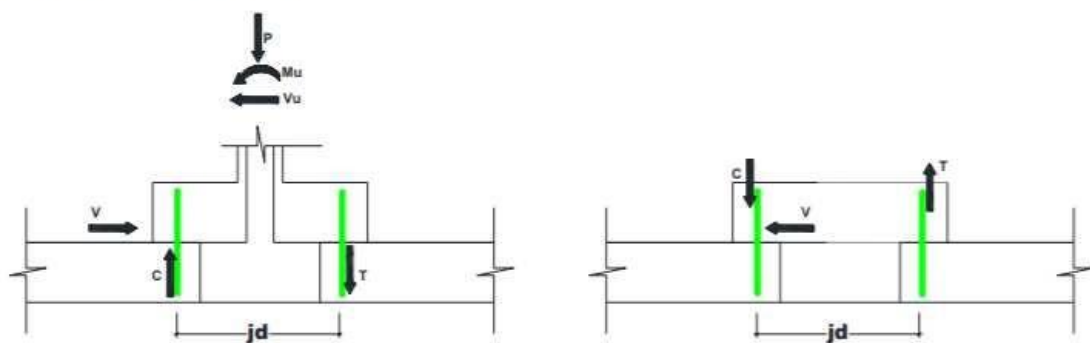
Carga lateral desde la izquierda



Fuerzas resistentes

Fuerzas sobre el empotramiento

Carga lateral desde la derecha



Fuerzas resistentes

Fuerzas sobre el empotramiento

Fig. 53 Distribución de los momentos y esfuerzos de corte aplicados a los anclajes según

Christian Belizario

Fuente: Belizario, Christian (2017).

Para una de las zapatas a analizar tenemos estas cargas:

	Carga Última
Fuerza en X	10.98 tn
Fuerza en Y	1.68 tn
Fuerza en Z	30.18 tn
Momento alrededor de X	3.47 tn-m
Momento alrededor de Y	40.25 tn-m
Momento alrededor de Z	0.30 tn-m

Diseñando a la tracción en Y para los valores de una zapata de 2.40 x 2.55; el valor de $j_d = 2.073$ m, entonces:

$$N_u = M_u / j_d$$

$$N_u = 40.25 / 2.073 = 19.41 \text{ tn}$$

Verificamos la resistencia a tracción $\phi N_s = \phi n A_s f_u$

Donde $f_u = 8155.60 \text{ kg/cm}^2$, el ϕ a tracción es $= 0.75$, $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$ y $n = 4$.

$$\phi N_s = 31.073 \text{ tn. CUMPLE}$$

Verificamos el arrancamiento del anclaje $\phi N_n = \phi \sqrt{f_c} N_p$

Donde ϕ a desprendimiento es $= 0.65$, $\sqrt{f_c} = 1.0$, $n = 4$ y $N_p = 10609.52 \text{ kg}$

$$\phi N_n = 27.584 \text{ tn. CUMPLE}$$

Diseñando a la tracción en Z para los valores de una zapata de 2.40 x 2.55

$$N_u = 30.18 \text{ tn}$$

Verificamos la resistencia a tracción $\phi N_s = \phi n A_s f_u$

Donde $f_u = 8155.60 \text{ kg/cm}^2$, el ϕ a tracción es $= 0.75$, $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$ y $n = 4$.

$$\phi N_s = 31.073 \text{ tn. CUMPLE}$$

Verificamos el arrancamiento del anclaje $\phi N_n = \phi \sqrt{f_c} N_p$

Donde ϕ a desprendimiento es $= 0.65$, $\sqrt{f_c} = 1.0$, $n = 6$ y $N_p = 10609.52 \text{ kg}$

$$\phi N_n = 41.375 \text{ tn. CUMPLE}$$

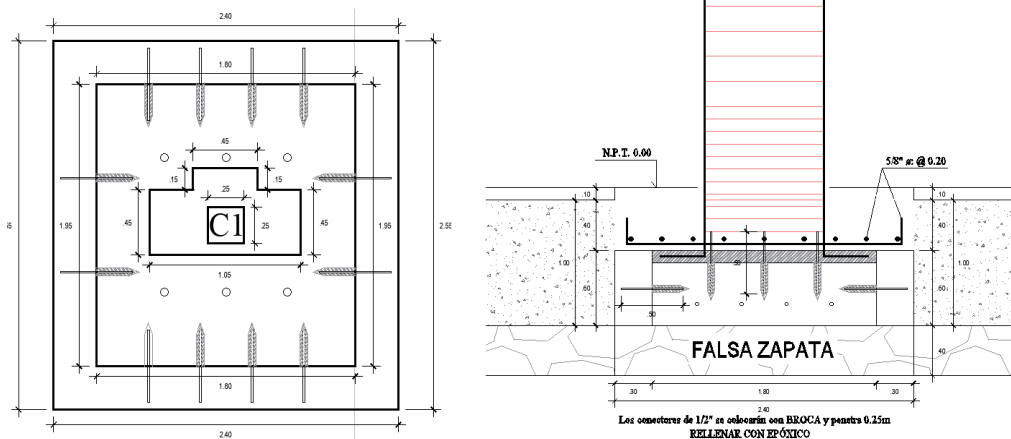


Fig. 53 Corte y planta de zapata reforzada con anclajes y nuevos aceros según plan de reforzamiento 1.

Fuente: Elaboración Propia.

Usar 4 anclajes de 1/2" de diámetro en cada lado en Y, este anclaje consistirá en barra corrugada ASTM F 1554, con $h_{ef} = 25 \text{ cm}$, usar 2 anclajes de 1/2" de diámetro en cada lado en X, este anclaje consistirá en barra corrugada ASTM F 1554, con $h_{ef} = 25 \text{ cm}$ y usar 6

anclajes de 1/2" de diámetro en cada lado en Z, este anclaje consistirá en barra corrugada ASTM F 1554, con hef = 25cm.

Para proceder al reforzamiento de la cimentación se debe colocar un apoyo provisional para principalmente centrarse en sostener la edificación en todo el proceso del reforzamiento.

Se tiene que colocar puntales, teniendo un apoyo sólido, junto con una viga solera a los costados de cada columna cada 1m a lo largo de la dirección Y del aula.

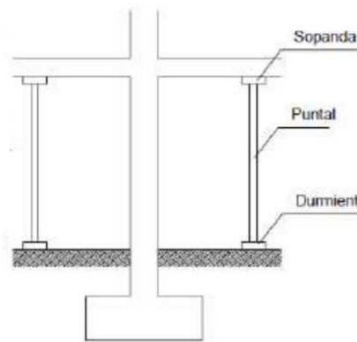


Fig. 54 Gráfico guía para colocación de puntal en proceso de reforzamiento.

Fuente: Elaboración Propia.

Para el presupuesto del plan de refuerzo 1 se realizó un presupuesto:

Presupuesto					
Presupuesto	0401002	REFORZAMIENTO NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ			
Cliente	QUIROZ RODRIGUEZ, JUAN BELCER			Costo al	10/07/2020
Lugar	LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PRELIMINARES				788.73
01.01	TRAZO Y REPLANTEO INICIAL	m2	386.63	2.04	788.73
02	DEMOLICIONES Y DESMONTAJES				4,790.79
02.01	DEMOLICION DE MUROS EXISTENTES	m2	71.95	14.56	1,047.59
02.02	DEMOLICION DE CIMENTOS	m3	9.43	103.09	972.14
02.03	DEMOLICION DE LOSAS Y VIGAS	m3	4.98	103.09	513.39
02.04	PICADO DE TARRAJEO DE COLUMNAS	m2	150.80	8.34	1,257.67
02.05	DESMONTAJE Y REUBICACIÓN DE PUERTAS Y VENTANAS	glo	1.00	1,000.00	1,000.00
03	ESTRUCTURAS				126,453.34
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				5,162.17
03.01.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS PARA CIMENTOS	m3	59.51	33.37	1,985.85
03.01.02	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	71.41	22.24	1,588.16
03.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	71.41	22.24	1,588.16
03.02	CONCRETO SIMPLE				2,619.77
03.02.01	CONCRETO CILLOPEO PARA FALSAZAPATA 1:10 + 30% P.G.	m3	14.88	176.06	2,619.77
03.03	CONCRETO ARMADO				118,671.40
03.03.01	ZAPATAS				26,027.25
03.03.01.01	CONCRETO COLUMNAS Fc=210 kg/cm2	m3	48.33	301.87	14,589.38
03.03.01.02	ENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	71.28	50.12	3,572.55
03.03.01.03	ACERO CORRUGADO ZAPATAS FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,976.21	3.98	7,865.32
03.03.02	COLUMNAS				82,007.91
03.03.02.01	CONCRETO COLUMNAS Fc=210 kg/cm2	m3	48.05	301.87	14,504.85
03.03.02.02	ENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	379.90	50.12	19,040.59
03.03.02.03	ACERO CORRUGADO C OOLUMNAS FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	12,176.50	3.98	48,462.47
03.03.03	LOSAS ALIGERADAS				1,804.24
03.03.03.01	CONCRETO LOSAS ALIGERADAS Y VIGA DEMOLIDAS Fc=210 kg/cm2	m3	4.98	301.87	1,503.31
03.03.03.02	ENCOFRADO DE LOSAS ALIGERADAS Y VIGA DEMOLIDAS	m2	15.44	19.49	300.93
03.03.04	ANCLAJES				8,832.00
03.03.04.01	COLOCACIÓN DE ANCLAJES DE 1/2" PARA ZAPATA	und	384.00	23.00	8,832.00
	COSTO DIRECTO				132,032.96

Se obtiene un total de 132'032.86 soles de Costo Directo.

4.5.1. Plan de refuerzo 2

Para la realizar el modelamiento estructural de esta solución de reforzamiento, se tomó en cuenta el hecho que el muro no se comportará como un muro de albañilería confinada debido a que al momento de su ejecución no se realizará el proceso constructivo de unión muro-columna o muro-pórtico. Según el libro de San Bartolomé, *Construcciones de Albañilería*, se puede considerar un modelo con una biela equivalente en donde se encontrará el muro, con espesor de 23cm (Asentado de Cabeza) y un ancho efectivo que se asume como la cuarta parte de la altura del muro.

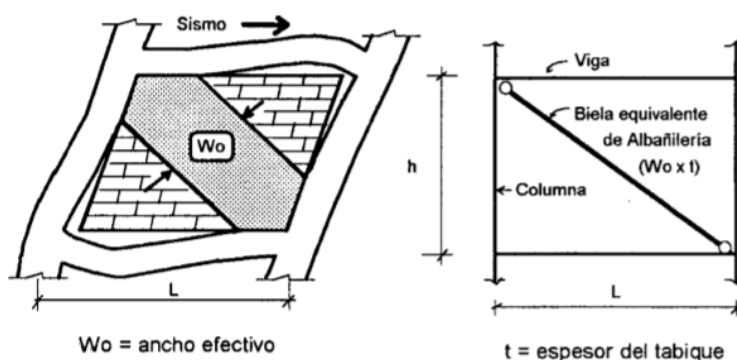


Fig. 55 Modelo de biela equivalente de albañilería.

Fuente: Construcciones de Albañilería (San Bartolomé) 1994

Se considerará un tabique con ladrillo King Kong Artesanal, y se tomará en cuenta los valores de resistencia de la norma E.070 de Albañilería Confinada.

Así mismo se considerará la inexistencia del problema de columna corta que se solucionará cortando la unión muro-columna y agregando las columnetas de confinamiento a los muros secundarios junto con la respectiva junta de separación.

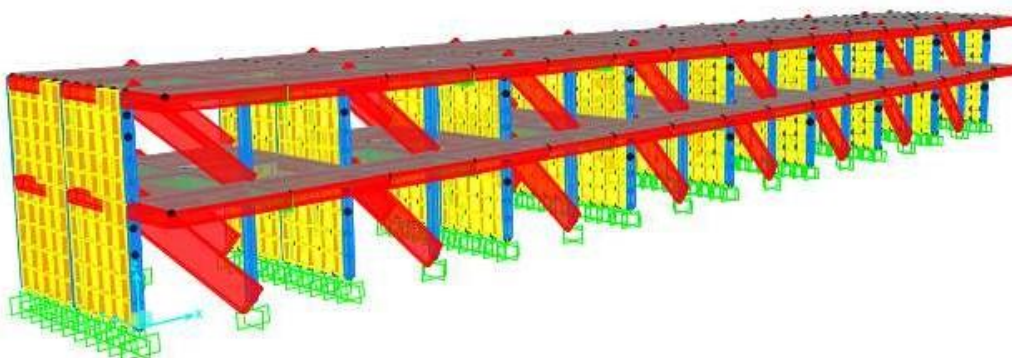


Fig. 56 Modelamiento estructural en SAP2000 del plan de refuerzo 2

Fuente: Elaboración Propia

Al realizar el modelamiento mediante el programa SAP2000 se obtuvieron los siguientes datos.

Periodo Fundamental de la Estructura:

- Periodo en X-X: 0.290 seg.
- Periodo en Y-Y: 0.140 seg.

Peso Sísmico de la Estructura:

- Peso del Segundo Piso: 498.575 tn.
- Peso del Primer Piso: 550.615 tn.
- Peso Total: 1049.190 tn.

Fuerza de Inercia por piso:

- Fuerza de Inercia del Segundo Piso: 308.494 tn.
- Fuerza de Inercia del Primer Piso: 340.693 tn.
- Cortante Total: 649.187 tn.

También se obtuvieron los resultados de los desplazamientos laterales los cuales arrojaron:

TABLA LXXXVIII. DESPLAZAMIENTOS LATERALES DEL PLAN DE REFUERZO 2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

DESPLAZAMIENTOS PABELLÓN "A" - NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ									
En X:					En Y:				
Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia	Piso	Altura	Deriva	Verificación	Eficiencia
Piso 1	385	0.0056	OK	80.29%	Piso 1	370	0.0009	OK	13.31%
Piso 2	335	0.0037	OK	52.69%	Piso 2	340	0.0007	OK	10.42%

Fuente: Elaboración Propia

Luego de verificarse estos datos habrá que verificar los tipos de falla que podría sufrir la albañilería al momento de la interacción tabique-pórtico.

La falla del tabique puede modificar en gran importancia todo el análisis estructural elástico que se ha realizado en la estructura, es por eso que, es necesario que estos trabajen de manera elástica, incluso ante la acción de los sismos.

Los tipos de falla a analizar para estos tabiques son:

- **Aplastamiento del Puntal (R_C)**

Se produce por lo general en la zona de las esquinas del tabique, rompiendo y triturando los ladrillos. Se calcula de la siguiente manera:

$$R_C = 0.12 * f_m * D * t$$

Donde:

- R_C: Resistencia última del puntal (Kg)
- f_m: Resistencia a la compresión axial de la albañilería (Kg/cm²)

- $D: (L^2 + h^2)^{0.5}$ (Longitud y altura) (cm)
- t: Espesor del tabique (cm)

Entonces:

El valor de R_c obtenido de la fórmula es de 88.55tn y según el análisis estructural el valor máximo de compresión a la que sometida el tabique es de 47.21tn, por lo tanto, cumple con la primera verificación.

- **Tracción Diagonal (R_t)**

Se produce por lo general manifestándose a través de una grieta de forma diagonal a lo largo del tabique. Se calcula de la siguiente manera:

$$R_t = 0.85 * f_m^{0.5} * D * t$$

Donde:

- R_t : Resistencia última del puntal (Kg)

Entonces:

El valor de R_t obtenido de la fórmula es de 77.79 tn y según el análisis estructural el valor máximo de compresión a la que sometida el tabique es de 47.21 tn, por lo tanto, cumple con la segunda verificación.

- **Cizalle (R_s)**

Este último tipo de falla ocurre a la mitad de la altura de la tabiquería y se caracteriza por mostrarse como una grieta horizontal. Se calcula de la siguiente manera:

$$R_s = F_s * t * D / 1 - 0.4 * h/L$$

Donde:

- R_s : Resistencia última del puntal (Kg)
- f_s : resistencia última a cizalle de la albañilería = 4 (Kg/cm²)

Entonces:

El valor de R_t obtenido de la fórmula es de 67.93 tn y según el análisis estructural el valor máximo de compresión a la que sometida el tabique es de 47.21 tn, por lo tanto, cumple con la tercera y última verificación.

Con el tabique ya diseñado y verificado, se debe verificar la carga adicional que agregará a la cimentación para que esta no falle.

La carga adicional del tabique del segundo piso es de 24.50 tn y la el primer piso 47.20 tn, además del peso propio donde consideramos una densidad de 1.8 tn/m³, donde el peso de cada

muro es de alrededor de 5 tn y el peso de la carga viva por el área efectiva del tabique por cada muro de 0.2 tn (Longitud x espesor x carga por m2).

En este caso, los pesos adicionales por carga muerta sumarían: 81.70 tn y los pesos adicionales por carga viva sumarían: 0.40 tn.

Además, se debe verificar la carga adicional en la zapata conociendo las dimensiones reales de estas, para el caso de esta investigación y debido a que es un planteamiento general se decidió utilizar las dimensiones planteadas en los planos INFES obtenidas en los planos brindados para los colegios analizados.

CUADRO DE ZAPATAS

RESISTENCIA DEL TERRENO	Z-1				Z-2			
	a	b	φ c	φ d	a	b	φ c	φ d
MAYOR DE 0.5 kg/cm ²	2.20	2.35	7 φ 1/2	7 φ 1/2	2.45	2.60	8 φ 1/2	7 φ 1/2
MAYOR DE 0.75 kg/cm ²	1.80	1.95	6 φ 1/2	6 φ 1/2	2.00	2.15	7 φ 1/2	6 φ 1/2
MAYOR DE 1.0 kg/cm ²	1.65	1.70	5 φ 1/2	5 φ 1/2	1.75	1.70	6 φ 1/2	5 φ 1/2
MAYOR DE 1.25 kg/cm ²	1.25	1.40	4 φ 1/2	4 φ 1/2	1.40	1.55	5 φ 1/2	4 φ 1/2
MAYOR DE 2.0 kg/cm ²	1.10	1.25	4 φ 1/2	4 φ 1/2	1.20	1.35	4 φ 1/2	4 φ 1/2

Fig. 57 Cuadro de zapatas planteado por los planos de INFES

Fuente: INFES 1993

En este caso se tomarán las medidas de 1.80 x 1.95m y se asumirá una capacidad portante de 0.80Kg/cm².

Podemos obtener del análisis estructural que aplica la columna más cargada a su zapata será de 19.80 tn por cargas de servicio en un área de 3.51m² Entonces la carga aplicada a la zapata será producirá unos esfuerzos de 0.57Kg/cm². Siendo menor a las cargas admisibles del suelo.

No se recomienda usar este tipo de reforzamiento si no se verifica las dimensiones reales de la cimentación, no se asegura la unión columna-muro de albañilería y en cuestión de iluminación es reducida considerablemente.

4.6. Discusión

4.6.1. Población y selección de muestra

En el punto 3.3. de la presente investigación se tomó la decisión de usar un método estadístico para la determinación el tamaño de la muestra. Inicialmente se comenzó identificando la población, se ingresó al portal web del ESCALE (Estadística de la Calidad Educativa), que sirve como una unidad estadística educativa del ministerio de educación del

Perú, ahí mismo se busco y filtro los datos de los colegios necesarios para este proyecto con las siguientes características según lo planteado:

- Instituciones Educativas Públicas de gestión directa.
- De nivel secundario.
- Escolarizadas.
- Que se encuentren activas a la actualidad.
- Que no se encuentren en remodelaciones o reparaciones.
- Que dependan del sector educación.

De esos mismos se obtuvieron 16 colegios que cumplían las condiciones planteadas por la presente investigación para su estudio.

Mediante el uso un método de muestreo para tamaño de población finita (menos de 100'000 elementos), se obtuvo que el tamaño de la muestra para una confiabilidad del 95% es de 15 colegios a analizar.

4.6.2. Criterio de selección

Se tomó en cuenta solo los colegios con infraestructura de concreto armado debido a que el método Hirosawa está enfocado a este tipo de edificaciones.

4.6.3 Sobre el ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería

Este ensayo sirvió para determinar el valor de la resistencia a la compresión diagonal de los muros de albañilería.

a) Elaboración de muros

Se realizaron 2 tipos de dosificación de mortero para la construcción de los muros a ensayar debido a que se pudo tener acceso a planos donde indicaban las antes mencionadas en sus especificaciones técnicas.

La finalidad de esta decisión se tomó debido a la presencia de colegios con muros con diferentes procesos constructivos y diseños, los cuales variaban según la época, es por eso que se logró optar por 2 tipos de muros estándar para los casos a analizar.

- Muretes con ladrillo tipo artesanal con mortero de dosificación 1:1:5 (Cemento, Cal y Arena)
- Muretes de ladrillo tipo KK industrial con mortero de dosificación 1:4 (Cemento y Arena)

En los colegios tipo modular 780-pre se presentan el primer tipo de dosificación mientras que en el tipo modular 780-post se utilizan el segundo tipo de dosificación.

b) Curado y pre-ensayo

Se realizó curado diario por la primera semana de los muros y luego interdiario hasta llegar a los 28 días de edad para ensayarlo en un ambiente fresco. Se decidió tomar esta decisión debido a que la norma E.070 nos da como indicaciones que los prismas serán almacenados a una temperatura no menor de 10°C durante 28 días.

c) Resultados de $v'm$

La resistencia a compresión diagonal nos sirve para determinar la resistencia a compresión diagonal y la rigidez a cortante de muretes

Según los resultados obtenidos nos indica que en el caso de los muros con la primera dosificación y con ladrillo artesanal (muro tipo 780-pre) arrojan un resultado de 8.36 Kg/cm² y los muros con la segunda dosificación (muro tipo 780-post) arrojaron un resultado de 14.07Kg/cm², esto sirvió como información muy importante a la hora de procesar los resultados del análisis sísmico de los colegios que presentaban un sistema de albañilería confinada en una dirección y se realizó mediante lo plasmado en la NTP 399.621. El resultado de este análisis nos indica que los colegios con el muro tipo 780-post son más resistentes que los muros tipo 780-pre.

Sobre el ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería

4.6.3 Sobre el plan de reforzamiento 1

Para el plan de reforzamiento 1 se consideró solo reforzar las columnas como planteamiento para así asegurar la rigidez necesaria de la estructura en la dirección X de análisis y cumplir con los desplazamientos relativos especificados por normativa.

Además, se tomó la decisión de reforzar las columnas de manera que el acero de refuerzo se ancle en las vigas y cimentación por eso se consideraron partidas de demolición de cimientos, vigas y losa aligerada. Tomando en cuenta el encofrado del aligerado como prevención mientras se realicen los trabajos de reforzamiento.

V. CONCLUSIONES

- Se concluye que la elaboración de la ficha de evaluación es primordial para la evaluación en primer nivel del método Hirosawa. La sintetización de la evaluación de Hirosawa en las fichas permitió la fluidez en el trabajo y la aumentó la rapidez de procesamiento de datos.
- Los índices básicos de sismicidad E_0 en base a los análisis efectuados se lograron estimar mediante la elaboración de una ficha de evaluación en la cual se detallaban el proceso de obtención y los factores a evaluar, estos a su vez son de vital importancia para la evaluación debido a que, son uno de los factores más importantes de la evaluación al primer nivel del método Hirosawa al ser la parte cuantitativa donde intervienen características físicas reales de la edificación a evaluar.
- Los índices de vulnerabilidad sísmica I_s e I_{s0} fueron determinados empleando las fichas de evaluación realizadas según el método Hirosawa, dando como resultados que el 49% de colegios son vulnerables y el otro 51% son seguros
- Se determinó que el 49% de los colegios analizados son vulnerables sísmicamente según el método Hirosawa y el otro 51% son seguros.
- Se determinó que el 49% de los colegios analizados no cumplen los desplazamientos permitidos por la norma E.030 y el otro 51% si los cumplen.
- Se puede apreciar en los colegios analizados hasta el momento que las edificaciones las cuales presentan problema de columna corta poseen una alta rigidez lateral o rigidez flexionante, es por eso por lo que en el método Hirosawa en algunos casos los considera seguros, pero se tiene que verificar en esos casos con lo que dice la normativa peruana E.030 debido a que estas, aunque tienen una buena rigidez, fallarán por cortante debido al choque que se producirá con el muro que tienen a los costados
- Para el modelamiento estructural de los centros educativos se deben tener en cuenta 2 estados de la estructura si es que esta presenta el problema de columna corta:
 - Antes del choque con el muro (Comportamiento Aporticado)
 - Después del choque con el muro (Trabajo como columna corta)
- Los desplazamientos en las direcciones con albañilería confinada son muy pequeños estos debido a que estos añaden mucha rigidez lateral a la estructura en donde se coloquen.
- El reforzamiento estructural planteado corresponde a la ampliación de las columnas para aumentar la rigidez necesaria en el módulo para disminuir los desplazamientos

relativos a lo especificado por las normas nacionales. Se solucionó también el problema de columna corta separando los tabiques de las columnas y colocando una junta de separación. El costo directo del reforzamiento estructural es de 129'525.34 soles.

- La configuración estructural de los colegios en su mayoría es regular, esto debido a que son edificaciones esenciales y no se permiten arquitecturas irregulares para un correcto desempeño en la actividad sísmica.
- El método Hirosawa es uno de los pocos métodos que considera el deterioro de la estructura para poder determinar su vulnerabilidad sísmica, debido a que el estado de los elementos estructurales tiene importancia en su comportamiento por servicio y al momento de un evento sísmico.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda a los colegios con problemas de columna corta separar los muros que producen este problema para posteriormente reforzarlos en el caso que sea necesario.
- Se debe agregar rigidez lateral a las columnas de los colegios que se plantee reforzar debido a que es en la dirección aperturada de estos donde no se cumplen los desplazamientos permitidos según la norma E.030 y no aporta la rigidez lateral necesaria la cual es tomada en cuenta por el método Hirosawa.
- Se debe realizar un estudio de las condiciones y vulnerabilidad sísmica de los colegios cada cierto tiempo (un ejemplo de esto es la norma chilena la cual establece una evaluación cada 10 años) debido a que estas edificaciones son esenciales y albergan gran cantidad de personas, para así poder prevenir daños muy graves en un evento sísmico y cumpla un correcto funcionamiento en estos casos.

VII LISTA DE REFERENCIAS

- [1] A. Muñoz, M. Tinman y D. Quinn, “Riesgo Sísmico en Edificios Peruanos”, presentado en Jornadas Íbero, Lima, 2015.
- [2] W. Kious and R. Tiling, *This Dynamic Earth: The Story of Plate Tectonics*. First Edition: United States of America, U.S. Geological Survey, 1996.
- [3] K. A. Reyes, “Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la ciudad de Pomalca”, Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil Ambiental, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, Lambayeque, 2013.
- [4] M. A. Moreno, “Riesgo Sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca”, Tesis para optar al grado de doctor en ciencias e ingeniería, Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo, La Libertad, 2012.
- [5] Prima Ingenieros, “Evitando el Colapso de Estructuras”, Edición 101, Año 16, pp4654, Junio-Julio, 2014.
- [6] La República, (2013, Abril 18), Exigen la reconstrucción de I.E. Elvira García y García [Online]. Disponible en www.larepublica.pe
- [7] *Norma Técnica E.030 Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016.
- [8] B. J. Ramírez y P. M. Salazar, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, de los centros educativos públicos y privados del distrito de La Victoria”, Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Chiclayo, Perú, 2015.
- [9] M. Murakami, K.H. Yamaguchi y S. Shimazi, “Seismic Capacity of Reinforced Concrete Buildings which Suffered 1987 Chibaken-toho-ok Earthquake”, presentado en 10th World Conference Earthquake Engineering, Madrid, España, 1992.
- [10] *Norma Técnica E.070 Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006.
- [11] A. San Bartolomé, *Construcciones de Albañilería*. Primera Edición. Lima – Perú: Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 1994
- [12] A. San Bartolomé, *Análisis de Edificios*. Primera Edición. Lima – Perú: Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 1998
- [13] D. Quiun, A. San Bartolomé, A. Muñoz y M. Durán, “Estudio experimental de una técnica de reforzamiento de edificaciones existentes con problemas de

columna corta proyecto SENCICO-PUCP” presentado en Pontificia Universidad Católica del Perú. 2001

[14] E. Bazán, R. Meli, *Diseño Sísmico de Edificios*. Primera Edición. México. Editorial Limusa, 1985.

[15] N. Sanchez, (2015, Abril 11), Código de Ética del Ingeniero Civil. Disponible en <https://civilgeeks.com/2012/05/03/codigo-etica-del-ingeniero-civil/>

[16] R. Rodriguez, *Valores Profesionales del Ingeniero Civil*. Primera Edición. Lima-Perú. Fondo editorial Pontificia Universidad Católica del Perú, 2015

[17] C. Belizario, “Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación”, Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, Perú, 2017.

[18] A. San Bortolome, D. Quiun y W. Silva, *Diseño y Construcción de estructuras sismorresistentes de Albañilería*. Segunda Edición. Lima – Perú: Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2018.

[19] American Concrete Institute. *Requisitos para el reglamento de concreto estructural ACI-318 US-14*. Michigan – Estados Unidos de Norteamérica. Fondo Editorial del ACI.

VIII. ANEXOS

ANEXO N°01 – HOJAS DE CÁLCULO DE INDICES SÍSMICOS

Los anexos fueron presentados en el CD como indicaron los lineamientos de presentación para el 70%

ANEXO N°02 – DOCUMENTOS VISADOS DE ENSAYOS REALIZADOS

ANEXO N°02.01 RESULTADOS DE ENSAYO DE COMPRESIÓN DIAGONAL DE MURETES DE LADRILLO KK – MÓDULO 780-POST



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DIAGONAL EN MURETE DE ALBAÑILERÍA
(NTP 399.821)

INFORME N°66-A-2018 - LEM - FCSA

SOLICITANTE: JUAN BELCER QUEROZ RODRIGUEZ
PROCEDENCIA DE ESPECIMENES: TERCER NIVEL DE CALIFICACION SIMCA UNICO EN EL METODO PROPIA PARA OLEAS POLIESTER SECUNDARIO DEL DISTRITO DE CHICLAYO LAMBAYEQUE
UBICACIÓN: DUCO DE CHICLAYO
PERSONA QUE ENTREGÓ ESPECIMENES: JUAN BELCER QUEROZ RODRIGUEZ

DATOS DEL MURETE	FECHA DE FABRICACIÓN	FECHA DEL ENSAYO	EDAD DEL MURETE EN DIAS	CARGA DE ROTURA (Kg.F)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)
Labels Industrial de Acosta King King	06/11/2018	23/11/2018	19	14.750	17,12
Armas de Soga	24/11/2018	23/11/2018	19	11.750	13,78
Mortero Cemento-Arena (1-4), Arena Castaña La Victoria Petazo Junto de Albañilería de 1,5 cm de espesor	24/11/2018	23/11/2018	19	12750	15,34

CARACTERÍSTICAS DEL MURETE	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm ²)
Murete 1	50	12,4	90,4	561,60
Murete 2	50	12,5	90,4	553,75
Murete 3	50	12,2	91,0	541,00

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CORREGIDA	
Denominación Estándar	1,58
Requisito Característico a la Compresión Diagonal (kg/cm ²)	13,06
Estadística (n)	4,06
Corrección por estadística	0,955
Edad del Murete (días)	19
Corrección por edad	1,38
Resistencia a la Compresión Diagonal de Murete de Ladrillo de Arcilla, corregida por estadística y por edad (r/c)	14,07
	Kg/cm ²

NOTAS:

- El ensayo ha sido presentado por: JUAN BELCER QUEROZ RODRIGUEZ
- El Laboratorio de Ensayo de Materiales, no ha intervenido en la preparación y montaje del Murete de Ladrillo, solo se ha limitado al ensayo correspondiente, respondiendo por ello.
- Los datos de los materiales y su procedencia han sido declarados por la persona que entregó los especímenes de ensayo, siendo responsable de su veracidad.
- El ensayo de Resistencia a la Compresión en Murete de Albañilería se basa en la NTP 399.821 y en la NT E 870 Albañilería del Reglamento Nacional de Edificaciones, Log. No. 5.
- La prueba de ensayo cuenta con Certificación de Calibración vigente.
- Este informe consta de una página, estando prohibida su reproducción sin autorización del Laboratorio.



JM/GCM/018

ANEXO N°02 RESULTADOS DE ENSAYO DE COMPRESIÓN DIAGONAL DE MURETES DE LADRILLO ARTESANAL - MÓDULO 780-PRE



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DIAGONAL EN MURETE DE ALBAÑILERÍA (NTP 399.021)

INFORME N°099-B-2018 - LEM - FICSA

SOLICITANTE	JUAN BELCER QUIROZ RODRIGUEZ
PROCEDENCIA DE ESPECIMENES	TEST VALOR DE VALORAMIENTO BASADO EN EL METODO GERMAN PARA CUBILOS PERFORADOS REFORZADOS DEL DISTRITO DE CHILAYO LAMAYECUE
UBICACIÓN	CIUDAD DE CHILAYO DISTRITO CHILAYO, PROVINCIA CHILAYO, REGION LAMAYECUE
PERSONA QUE ENTREGO ESPECIMENES	JUAN BELCER QUIROZ RODRIGUEZ

DATOS DEL MURETE	FECHA DE FABRICACION	FECHA DEL ENSAYO	EDAD DEL MURETE EN DIAS	CARGA DE RÓTURA (kg.F)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (kg/cm ²)
Ladrillo Artesanal Sólido	04/11/2018	23/11/2018	18	1.530	7,78
Alcoba de Soga	04/11/2018	23/11/2018	18	1.300	15,17
Muro de Cemento Cal-Arena (1:1:3), Arena Cemento La Victoria Arriba de Moñitos de 1.5 cm de espesor	04/11/2018	23/11/2018	18	870	9,02

CARACTERÍSTICAS DEL MURETE	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm ²)	
Muro 1	90,3	11	90,2	813,6	
Muro 2	88	12,3	81,8	836,7	
Muro 3	85	12,3	81,8	854,9	


RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CORREGIDA		
Desviación Estándar	1,58	
Resistencia Correctada a la Compresión Diagonal (kg/cm ²)	9,07	Norma 10.7 Capítulo 5 Norma Técnica E.010 Alcantara
Estadíst. (N)	4,18	
Corrección por estadíst.	0,961	Norma 12.9 Capítulo 5 Norma Técnica E.010 Alcantara
Edad del Muro (días)	18	
Corrección por edad	1,08	Norma 13.6 Capítulo 5 Norma Técnica E.010 Alcantara
Resistencia a la Compresión Diagonal de Muro de Ladrillo de Arcilla, corregida por estadíst. y por edad (kg/cm ²)	9,28	kg/cm ²

- NOTAS:**
1. El ensayo fue solicitado por: JUAN BELCER QUIROZ RODRIGUEZ
 2. El Laboratorio de Ensayo de Materiales, en su intervención en la preparación y ensayo del Muro de Ladrillo: solo se ha limitado al ensayo comparativo, respondiendo por ello.
 3. Los datos de los materiales y su procedencia han sido obtenidos por el personal que entregó los especímenes de ensayo: siendo responsables de su veracidad.
 4. El ensayo de Resistencia a la Compresión de Muro de Albañilería se basó en la NTP 399.021 y en el MT E.370 Adicional al Reglamento Nacional de Construcción capítulo 5.
 5. La prueba de ensayo cuenta con Certificación de Calibración vigente.
 6. Este informe cuenta de una página: estando prohibida su reproducción sin autorización del Laboratorio.


JEF. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
 FICSA - UNPRG

J.M.C.A.M.H.

ANEXON°02.03 RESULTADOS DE ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA

 Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo		RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA	
		<u>EVALUADOR:</u>	<u>JUAN BÉLCER QUIROZ RODRIGUEZ</u>
	COLEGIO EVALUADO	PABELLÓN	f'c (Kg/cm2)
	CAP. FAP. JOSÉ QUIÑONES GONZALES	A	217.73
		B	195.33
	10030 NAYLAMP	A	190.36
		B	218.98
		C	217.73
		D	227.53
	AUGUSTO SALAZAR BONDY	A	199.07
		B	217.15
		C	177.91
	NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA	A	221.47
		B	231.42
		C	197.82
		D	199.01
	NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ	A	217.73
		B	200.31
		C	214.00
	RAMÓN ESPINOZA SIERRA	A	211.51
		B	209.52
	FEDERICO VILLAREAL	A	191.60
		B	202.80
	MONSEÑOR JUAN TOMIS STACK	A	231.42
		B	164.29
		C	190.35
	ABRAHAM VALDELOMAR	A	187.87
		B	182.89
		C	192.95
		D	204.40
	ELVIRA GARCÍA Y GARCÍA	A-B	232.50
		C-H	222.26
	SAN JOSÉ	A-H	235.00
	INMACULADA CONCEPCIÓN	A	209.02
		B	202.34
		C	206.76
		D	204.32
	SANTA MAGDALENA SOFÍA	A	191.44
		B	212.54
		C	205.11
		D	189.33
		E	201.96
		F	199.85
		G	192.80
		H	192.80
	KARL WEISS	A-D	235.50
		E	225.45
	NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO	A-C	227.50
		D-E	229.65