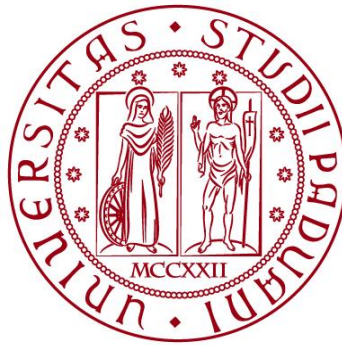


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile - Architettura



TESI DI LAUREA

**PERCORSI METODOLOGICI PER LA DIFESA
DAGLI EVENTI TELLURICI**

Italia e Cile a confronto in materia di costruzioni antisismiche

Relatore:

Chiar.mo PROF. ANDREA GIORDANO

Correlatori:

Chiar.mo PROF. JAIME MIGONE RETTIG

Chiar.mo PROF. CARLO PELLEGRINO

Chiar.mo PROF. UMBERTO TURRINI

Laureando: GIANMARCO ESPOSITO

1046815

ANNO ACCADEMICO 2017-2018

Riassunto

Il presente lavoro di ricerca e sperimentazione è stato svolto tra Italia e Cile nell'obiettivo di realizzare un confronto sul tema dell'edilizia antisismica. L'elaborato parte dallo studio della situazione geofisica dei due Paesi, per passare all'analisi storica dell'evoluzione normativa e legislativa in ambito sismico scendendo nel dettaglio delle norme attualmente vigenti e ponendo queste a confronto sotto ciascun aspetto. Il lavoro prosegue con una parte sperimentale che consiste nell'analisi strutturale informatizzata di un caso studio esistente nella città di Santiago del Cile, verificato e modificato in quattro differenti versioni in maniera tale da rendere possibile il confronto tra le normative e le tradizioni edilizie dei due Paesi. In conclusione vi è un approfondimento nel quale i casi studio vengono sottoposti agli accelerogrammi registrati nei sismi dell'Irpinia del 1980 e del Maule del 2010.

Abstract

The present work of research and experimentation was carried out between Italy and Chile with the purpose of making a comparison on the theme of anti – seismic construction. The essay starts from the study of the geophysical condition of the two countries, to move on to the historical analysis of regulations and legislative development in the seismic field descending in detail the current rules and comparing them down each aspect. The work continues with an experimental part that consists of the computerized structural analysis of a case study in Santiago de Chile, verified and modified in four different versions in order to allow a comparison between regulations and building traditions of the two countries. In conclusion there is a deepening in which the case studies are submitted to the accelerograms recorded in the earthquakes of Irpinia of 1980 and of the Maule of 2010.

Resumen

El presente trabajo de investigación y experimentación se lleva a cabo entre Italia y Chile con el fin de hacer una comparación sobre el tema de la construcción antisísmica. El ensayo comienza del estudio de la situación geofísica de los dos países, para pasar al análisis histórico de la evolución normativa y legislativa en campo sísmico descendiendo en detalle las normas actuales y colocándolas en comparación bajo cada aspecto. El trabajo continúa con una parte experimental que consiste en el análisis estructural informatizado de un caso de estudio en la ciudad de Santiago de Chile, verificado y modificado en cuatro distintas versiones para permitir la comparación de las normas y las tradiciones constructivas de los dos países. En conclusión, hay una profundización en la que los casos de estudio vienen sometidos a los acelerogramas registrados en los terremotos de Irpinia de 1980 y de Maule de 2010.

Indice

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1 - Italia e Cile	5
1.1 I principali eventi sismici e la conformazione geofisica delle faglie attive in Italia.....	5
1.2 I principali eventi sismici e la conformazione geofisica delle faglie attive in Cile.....	10
1.3 La nascita e lo sviluppo della normativa per costruzioni antisismiche in Italia.....	14
1.4 La nascita e lo sviluppo della normativa per costruzioni antisismiche in Cile.....	28
1.5 La normativa per costruzioni antisismiche in Italia oggi.....	32
1.6 La normativa per costruzioni antisismiche in Cile oggi.....	42
1.7 I processi progettuali delle due normative a confronto.....	49
CAPITOLO 2 - Casi di studio	71
2.1 Il complesso residenziale “Inés de Suárez”.....	71
2.2 L’analisi strutturale informatizzata dei casi di studio.....	74
2.3 Caso 1 - Struttura a pareti resistenti secondo la normativa cilena.....	74
2.3.1 L’edificio: informazioni geometriche e proprietà dei materiali.....	75
2.3.2 Le condizioni di carico applicate alla struttura.....	84
2.3.3 La valutazione dell’azione sismica.....	87
2.3.3.1 <i>L’analisi statica lineare</i>	88
2.3.3.2 <i>L’analisi modale spettrale</i>	91
2.3.4 Le combinazioni dei carichi applicati alla struttura.....	93
2.3.5 Le sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	93
2.3.6 Le deformazioni e gli spostamenti della struttura.....	99
2.3.7 La quantità di armatura richiesta.....	105
2.4 Caso 2 - Struttura a telaio secondo la normativa cilena.....	113
2.4.1 L’edificio: informazioni geometriche e proprietà dei materiali.....	113
2.4.2 Le condizioni di carico applicate alla struttura.....	117

2.4.3	La valutazione dell'azione sismica.....	119
2.4.3.1	<i>L'analisi statica lineare</i>	121
2.4.3.2	<i>L'analisi modale spettrale</i>	124
2.4.4	Le combinazioni dei carichi applicati alla struttura.....	126
2.4.5	Le sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	126
2.4.6	Le deformazioni e gli spostamenti della struttura.....	131
2.4.7	La quantità di armatura richiesta.....	136
2.5	Caso 3 - Struttura a pareti resistenti secondo la normativa italiana.....	143
2.5.1	L'edificio: informazioni geometriche e proprietà dei materiali.....	143
2.5.2	Le condizioni di carico applicate alla struttura.....	145
2.5.3	La valutazione dell'azione sismica.....	146
2.5.3.1	<i>L'analisi statica lineare</i>	148
2.5.3.2	<i>L'analisi modale spettrale</i>	149
2.5.4	Le combinazioni dei carichi applicati alla struttura.....	150
2.5.5	Le sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	151
2.5.6	Le deformazioni e gli spostamenti della struttura.....	155
2.5.7	La quantità di armatura richiesta.....	159
2.6	Caso 4 - Struttura a telaio secondo la normativa italiana.....	163
2.6.1	L'edificio: informazioni geometriche e proprietà dei materiali.....	163
2.6.2	Le condizioni di carico applicate alla struttura.....	165
2.6.3	La valutazione dell'azione sismica.....	166
2.6.3.1	<i>L'analisi statica lineare</i>	168
2.6.3.2	<i>L'analisi modale spettrale</i>	169
2.6.4	Le combinazioni dei carichi applicati alla struttura.....	170
2.6.5	Le sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	170
2.6.6	Le deformazioni e gli spostamenti della struttura.....	173
2.6.7	La quantità di armatura richiesta.....	177
2.7	Approfondimento: l'analisi dinamica non lineare a mezzo di accelerogrammi reali.....	181
2.8	Il riassunto comparativo dei casi analizzati.....	187
2.8.1	Le informazioni geometriche e le proprietà dei materiali.....	187
2.8.2	Le condizioni di carico applicate alle strutture.....	189
2.8.3	La valutazione dell'azione sismica.....	192

2.8.3.1	<i>L'analisi statica lineare</i>	194
2.8.3.2	<i>L'analisi modale spettrale</i>	196
2.8.4	Le sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	197
2.8.5	Le deformazioni e gli spostamenti della struttura.....	200
2.8.6	La quantità di armatura richiesta.....	207
2.8.7	I programmi di calcolo utilizzati.....	209
CAPITOLO 3 - Conclusioni		211
3.1	Le normative per la progettazione antisismica.....	211
3.2	La tradizione edilizia.....	212
3.3	La risposta sismica delle tipologie rappresentate.....	213
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI		217
RIFERIMENTI A SITI WEB		223
FONTI DELLE FIGURE		225
RINGRAZIAMENTI		227

Introduzione

La passione per l'ingegneria sismica nel suo rapporto diretto con l'architettura e l'edilizia, unitamente alla curiosità per un luogo tanto remoto quanto allo stesso tempo capace di offrire i paesaggi della natura più selvaggia separati solo da un labile confine con la confusionale metropoli, hanno reso possibile che l'utile si unisse al dilettevole svolgendo una parte del presente lavoro di ricerca di laurea magistrale a Santiago del Cile.

Il Cile, da sempre Paese fra i più sismici al mondo, ha imparato sulla propria pelle cosa significhi il dolore portato da morte e devastazione causate da catastrofi naturali quali terremoti, *tsunami* ed eruzioni vulcaniche e la sua popolazione ne è tutt'oggi testimone. I racconti vengono tramandati già dai miti dei nativi locali "Mapuche", ma anche nelle poesie di Pablo Neruda per non parlare delle storie che i nonni marinai o minatori, che persero tanti amici e colleghi per il naufragio di un mercantile o l'improvviso crollo di una miniera, raccontavano ai nipoti. C'è chi fra loro, al minimo tremore o sensazione d'esso, si fionda in strada ignorando il cartello, ormai presente in ogni palazzo, che raccomanda: "in caso di sisma, rimanere all'interno dell'edificio". C'è chi, invece, oggi si sente più tranquillo, conscio del progresso e dell'avanzamento dell'ingegneria sismica: «In Cile ogni giorno avvengono sismi, se dovessi stare qui a spaventarmi per ciascuno di questi penso che me ne sarei già andato. Si trema, si fatica a stare in equilibrio a volte per la forza con cui avvengono, ma in 37 anni che esiste questo edificio, non c'è stata una fessura se non nell'intonaco, qui mi sento sicuro e se sento tremare la terra so che a casa mia sono al sicuro».

Con la forte influenza degli eventi che hanno colpito l'Italia negli ultimi anni, questa tesi si svolge nella speranza che non solo l'attenzione, quanto piuttosto la presa di coscienza e il senso di responsabilità dei prossimi governi sia volto alla prevenzione ma soprattutto all'ottemperanza delle normative nell'intero territorio nazionale. Da un lato è necessario accettare che la storia faccia il proprio corso, eventualmente comportando la perdita di beni materiali ma, poiché sia le tecniche sia i mezzi al giorno d'oggi sono disponibili e nel tempo saranno in continua evoluzione, è necessario che l'attenzione venga posta sulla prevenzione volta al salvataggio di vite umane.

La ricerca, pertanto, si propone di investigare quali siano le differenze ed i punti in comune fra l'Italia e il Cile in termini di normativa, prima, e analizzando una serie di casi di studio, poi. Verranno studiate le strategie e le tecnologie per la difesa dal sisma più utilizzate nei due Paesi per efficacia e tradizione edilizia evidenziandone criticità e punti di forza oltre ad osservare il comportamento della soluzione caratteristica di ciascun Paese nel contesto dell'altro. Sarà inoltre svolta, a titolo di approfondimento, un'analisi a mezzo di accelerogrammi reali.

Il lavoro si divide in tre capitoli. Il primo di essi racconta la storia geofisica dei due Paesi nonché quella dell'evoluzione, a livello giuridico, della normativa e della legislazione sismica. Offre, inoltre, una panoramica descrittiva delle normative attualmente vigenti in tema antisismico, per concludersi in un parallelo che mette in risalto le similitudini e le divergenze principali fra i due Paesi. Il secondo capitolo si apre con una descrizione del caso studio in esame, motivandone la scelta ed esponendo i caratteri principali dell'analisi strutturale informatizzata che verrà svolta per ciascuno dei quattro casi analizzati nonché quali saranno i termini di paragone tra le tipologie in esame. Il capitolo si conclude con un approfondimento ed il riassunto comparativo dei risultati ottenuti. Il terzo e ultimo capitolo contiene le deduzioni finali, i risultati ottenuti e le conclusioni tratte dal lavoro di ricerca.

«Le persone non vengono uccise tanto dai terremoti, quanto dagli edifici crollati.»

Shigeru Ban

Capitolo 1

Italia e Cile

In questo capitolo verranno descritte le caratteristiche, le metodologie, le filosofie di pensiero e di lavoro in Italia e in Cile, mettendone in evidenza i punti in comune e quelli in contrasto nell'ambito della progettazione antisismica.

1.1 I principali eventi sismici e la conformazione geofisica delle faglie attive in Italia

L'Italia è un Paese ad elevato rischio sismico. Essa presenta una rilevante attività tellurica nell'80% del proprio territorio a causa del fatto che la litosfera mediterranea è sottoposta alle spinte provocate dal movimento relativo delle placche euroasiatica e africana.

L'attività sismica italiana si concentra soprattutto sulle Alpi orientali e lungo la catena appenninica, fino alla Sicilia. In queste zone, infatti, si sono

sviluppati storicamente i terremoti più importanti della penisola mentre solo la Sardegna, il Salento e parti di Piemonte e Lombardia possono dirsi completamente asismiche come illustrano le Figg. 1.1.1 e 1.1.2. La magnitudo massima dei terremoti che hanno avuto origine nel territorio italiano è di circa 7 gradi della scala Richter. Nel Paese l'attività sismica è per lo più superficiale (fatta eccezione per l'arco calabro), gli ipocentri dei

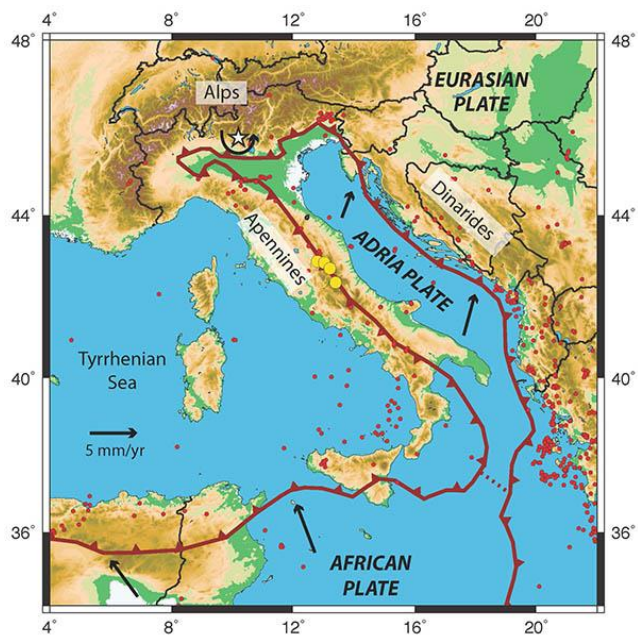


Fig. 1.1.1. Situazione delle placche tettoniche in Italia

terremoti si trovano normalmente ad una profondità inferiore ai 10 km dalla crosta terrestre¹. Per tale motivo anche eventi sismici con magnitudo non molto alta possono risultare piuttosto pericolosi per le costruzioni. In aggiunta, va specificato che in molti casi, la vulnerabilità e l'esposizione sono molto elevate a causa di due fattori. 1. la diffusa presenza sul territorio di strutture non atte alla resistenza contro il sisma, ma mantenute per il loro importante valore storico o culturale. 2. un elevato tasso di abusivismo edilizio.

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia sta lavorando, in tal senso, allo sviluppo di un sistema probabilistico

finalizzato alla previsione dei terremoti, seppur di breve periodo, basata su sciami sismici di bassa intensità per una determinata area. Le stime di questo modello pilota sono risultate di buon affidamento nel recente evento sismico del Centro Italia. Va però sottolineato che esso ha ancora bisogno di perfezionamento, ma è indubbia l'utilità che questo strumento potrà avere in futuro.

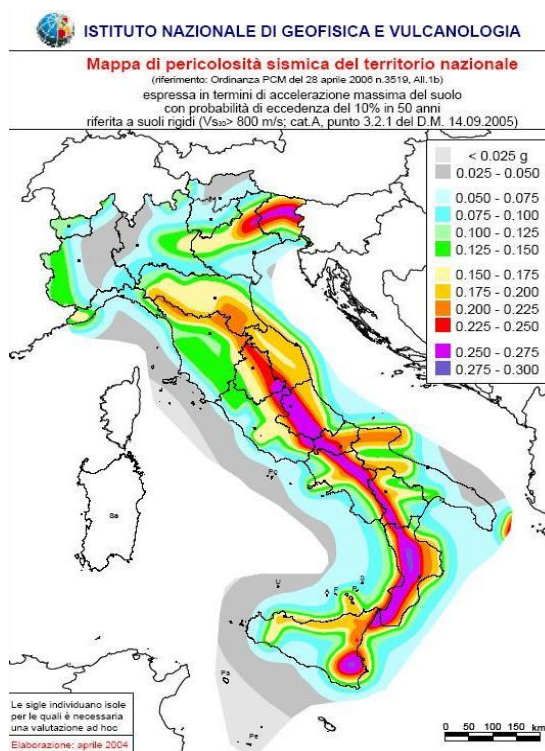


Fig. 1.1.2. *Mapa di pericolosità sismica del territorio italiano*

¹ Centrometeo.com, *Terremoti ed eventi sismici in Italia*, URL: <http://www.centrometeo.com/articoli-reportage-approfondimenti/geologia-vulcanologia-sismologia/5441-terremoti-eventi-sismici-italia>, [14/11/2017].

Di seguito si propone una tabella che illustra i più forti terremoti avvenuti nel territorio italiano dal 1800 ad oggi^{2,3,4,5}.

Luogo	Data	Intensità (M_w)	Gravità dei danni (Mercalli)	Numero di vittime
Monti del Matese	26 luglio 1805	6.7	X	5.573
Golfo Catanese	20 febbraio 1818	6.3	IX	34
Appennino Lucano	1 febbraio 1826	6.1	X	numerose
La Sila	8 marzo 1832	6.4	X	più di 200
Valle del Crati	12 ottobre 1835	6.1	IX	circa 115
Piana di Sibari	25 aprile 1836	6.2	X	più di 200
Vulture	14 agosto 1851	6.3	X	più di 1.000
Irpinia Meridionale	9 aprile 1853	6.0	IX	13
Valle del Crati	12 febbraio 1854	6.2	X	circa 500
Val d'Agri	16 dicembre 1857	7.0	XI	circa 12.000
Umbria	22 agosto 1859	-	X	101
Calabria Centrale	4 ottobre 1870	-	X	più di 500
Casamicciola	28 luglio 1883	-	XI	2.313
Diano Marina	23 febbraio 1887	-	X	644
Stretto di Messina	16 novembre 1894	-	IX	100
Nicastro	8 settembre 1905	7.1	X - XI	557
Messina	28 dicembre 1908	7.2	XI - XII	circa 120.000

² RILAB – Laboratorio Sismologico della provincia di Rieti, *Storia*, URL: <http://www.rilab.eu/storia> [15/11/2017].

³ Wikipedia – L'enciclopedia libera, *Terremoti in Italia nel XIX secolo*, URL: https://it.wikipedia.org/wiki/Terremoti_in_Italia_nel_XIX_secolo, [15/11/2017].

⁴ Wikipedia – L'enciclopedia libera, *Terremoti in Italia nel XX secolo*, URL: https://it.wikipedia.org/wiki/Terremoti_in_Italia_nel_XX_secolo, [15/11/2017].

⁵ Wikipedia – L'enciclopedia libera, *Terremoti in Italia nel XXI secolo*, URL: https://it.wikipedia.org/wiki/Terremoti_in_Italia_nel_XXI_secolo, [15/11/2017].

Avezzano	13 gennaio 1915	7.0	XI	30.519
Vicchio	29 giugno 1919	6.2	IX	più di 100
Fivizzano	7 settembre 1920	6.8	IX - X	171
Bisaccia	23 luglio 1930	6.7	X	1.404
Belice	15 gennaio 1968	6.1	X	370
Gemona del Friuli	6 maggio 1976	6.4	X	979
Conza della Campania	23 novembre 1980	6.9	XI	2.914
Umbria - Marche	26 settembre 1997	6.0	X	11
San Giuliano di Puglia	31 ottobre 2002	6.0	IX	30
L'Aquila	6 aprile 2009	6.3	IX - X	309
Finale Emilia	20 maggio 2012	6.0	IX	27
Accumoli	24 agosto 2016	6.0	X	299
Norcia	30 ottobre 2016	6.5	X	2

Tabella 1.1.1. I principali eventi sismici avvenuti sul territorio italiano dal 1800 ad oggi

Il dato che immediatamente salta all'occhio è quello che si legge nella colonna "Gravità dei danni" espresso attraverso la scala Mercalli (MCS), che stima in un arco di 12 gradi il livello di danno a persone o cose provocato da un sisma. Nella tabella appare chiaro che un sisma di magnitudo di momento pari o maggiore a 6.0, con ipocentro ad una profondità relativamente ridotta (≤ 10 km) come succede normalmente in Italia, ha sempre avuto e continua ad avere anche ai giorni nostri degli effetti distruttivi sui centri abitati e sulle costruzioni in generale, senza considerare che per causare delle perdite in termini di vite umane, molte volte, non è nemmeno necessario raggiungere questi gradi di magnitudo di momento. Questo dato di fatto può essere principalmente spiegato dal fatto che l'edilizia del Paese è in larga parte costituita da edifici storici, in primo luogo una quantità immensa di edifici o rovine di un patrimonio millenario, ai quali si aggiungono, uniformemente sparsi per tutto il territorio, borghi medievali e rinascimentali nei quali da sempre la gente vive e continua a vivere in edifici o conglomerati edilizi di incerta qualità costruttiva ma di elevato pregio storico – culturale. È per preservare questo tipo di patrimonio e per garantire la sicurezza di chi vi abita che la

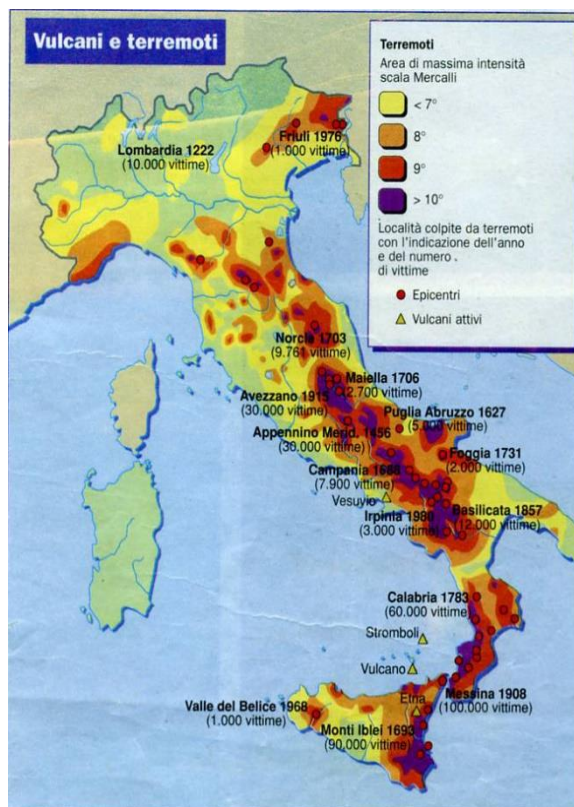


Fig. 1.1.3. Distruttività (scala Mercalli) dei principali terremoti occorsi in Italia

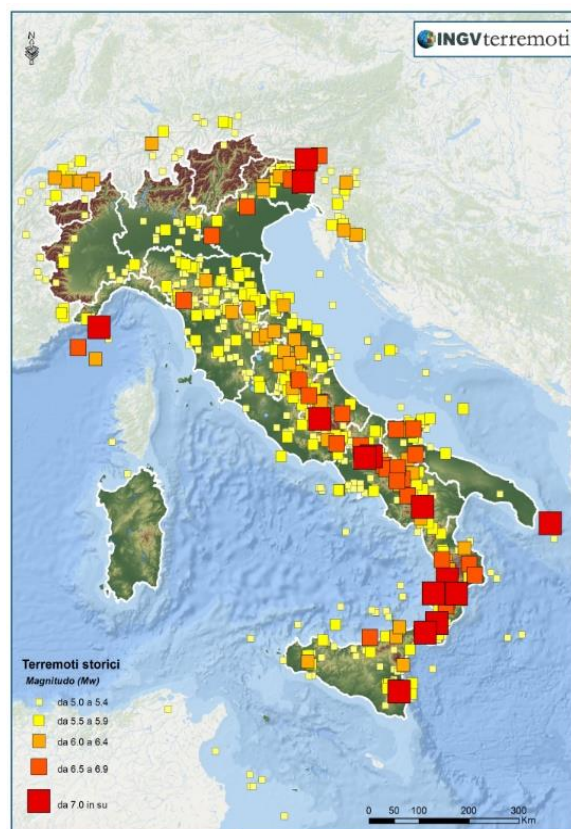


Fig. 1.1.4. Intensità (scala Richter) dei principali terremoti occorsi in Italia

normativa antisismica italiana per quanto riguarda i beni culturali e l'edilizia storica è migliorata molto nel corso degli anni ed oggi è considerata una delle più avanzate del mondo. L'obiettivo che ancora non è stato raggiunto è la messa in pratica delle sue prescrizioni su tutto il territorio nazionale a causa di mancanza di fondi o del costante rinvio di una serie di operazioni ed interventi che invece sarebbero fondamentali per la salvaguardia di vite umane. L'edilizia italiana paga, soprattutto al meridione, un tasso di abusivismo edilizio che non ha pari in nessun altro Paese sviluppato del mondo. I numeri riportati dall'indagine Istat del 2016 sul benessere equo e sostenibile infatti sono impietosi: nelle regioni meridionali circa 60 edifici su 100 sono stati realizzati senza autorizzazione. Inoltre, il numero di nuove realizzazioni fuori norma è in crescita poiché nel 2008 ogni 100 edifici ben 9,3 erano realizzati senza rispettare i criteri urbanistici dei piani regolatori mentre nel 2016 il tasso è sostanzialmente raddoppiato (19,9% delle nuove costruzioni)⁶. Risulta chiaro che in questa situazione politico – amministrativa il ruolo dell'ingegnere e dell'architetto passa in secondo piano in quanto le conoscenze, le normative, le tecnologie per costruire il nuovo e difendere l'esistente in funzione della salvaguardia di vite umane e del patrimonio ci sono e si evolvono costantemente alla ricerca di un'eccellenza che, per questioni prevalentemente economiche, appare molto difficile da attuare.

1.2 I principali eventi sismici e la conformazione geofisica delle faglie attive in Cile

Il Cile è uno dei Paesi più soggetti ad attività sismica nel mondo. Insieme a California, Alaska, Giappone, Indonesia e Nuova Zelanda costituisce parte del cosiddetto “Anello di Fuoco” che, come mostrato in Fig. 1.2.1, corrisponde al limite tra le placche Pacifica, di Nazca, di Cocos e Filippina da un lato e le placche



Fig. 1.2.1. L'Anello di Fuoco

⁶ ISTAT – Istituto Nazionale di Statistica, *BES 2017: Il benessere equo e sostenibile in Italia*, Istituto Nazionale di Statistica, Roma, 2017.

Sudamericana, Caraibica, Nordamericana, Euroasiatica e Australiana dall'altro⁷. In questa linea di confine, sono avvenuti i terremoti di maggior intensità che si siano mai registrati nella storia ed inoltre esso è costellato da una serie lunghissima di vulcani molti dei quali ancora attivi (a partire dalla cordigliera delle Ande - per l'80% costituita da vulcani - per poi salire alle Montagne Rocciose, fino alle isole Aleutine e Andeanof, al Giappone e alla Nuova Zelanda).

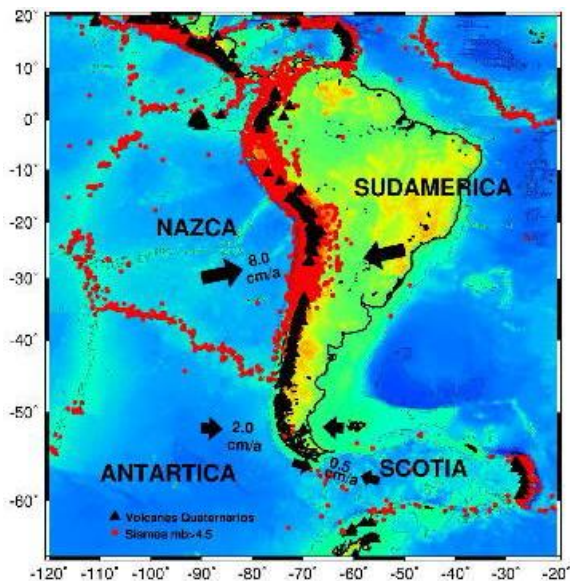


Fig. 1.2.2. Situazione delle placche tettoniche agenti sul territorio cileno

Nel caso specifico del Cile i movimenti tellurici sono causati dalla spinta della placca di Nazca che va ad inserirsi per subduzione sotto quella Sudamericana ad una velocità media elevata (8 cm/anno). Nel corso dei secoli questo ha dato origine alla cordigliera delle Ande e tutt'ora genera una media di 8 sismi giornalieri di magnitudo di momento maggiore di 3.0 per tutta la lunghezza del Paese (4.329 km). Da precisare che questi sismi sono maggiormente concentrati a nord e a sud con una profondità dell'ipocentro variabile tra 20 e 200 km⁸.

Luogo	Data	Intensità (M_w)	Gravità dei danni (Mercalli)	Numero di vittime
Copiapó	11 aprile 1819	8.0	X	133
Copiapó	19 novembre 1822	8.2	X	76
Concepción	20 febbraio 1835	8.2	XI	circa 70
Arica	13 agosto 1868	9.0	XII	circa 500
La Ligua	7 luglio 1873	8.5	IX	106
Iquique	9 maggio 1877	8.8	X	34

⁷ Instituto Panamericano de Geografía e Historia, *Temblores de tierra: cartilla popular*, México, 1977.

⁸ Kunze K. Thomas, Rojas H. Carlos, *Temblores y terremotos: bases para su entendimiento y una conciencia sísmica*, Marina Cúneo Ediciones, Valdivia, 1986.

Valparaíso	16 agosto 1906	8.2	IX	circa 3.000
Vallenar	10 novembre 1922	8.6	X	circa 800
Ovalle	6 aprile 1943	8.2	IX	12
Valdivia	22 maggio 1960	9.5	XII	circa 2.000
Algarrobo	3 marzo 1985	8.0	IX	178
Antofagasta	30 luglio 1995	8.0	VII	3
Cauquenes	27 febbraio 2010	8.8	IX	525
Iquique	1 aprile 2014	8.2	IX	7
Coquimbo	16 settembre 2015	8.3	IX	15

Tabella 1.2.1. *I principali eventi sismici avvenuti sul territorio cileno dal 1800 ad oggi*

Elencando i principali terremoti occorsi in Cile⁹ in maniera tale che il termine comune con la tabella di quelli italiani fosse il grado della scala Mercalli (gravità dei danni prodotti dal sisma e del numero di vittime) ci si accorge che nella colonna della magnitudo di momento, la media dei sismi avvenuti in Italia è di 6.17 mentre per quanto riguarda il Cile è di 8.43. Ben 2,26 punti che, trattandosi di una scala logaritmica, significano una quantità di energia liberata 2.455 volte maggiore. Per fare un'analisi oggettiva il confronto non può basarsi sul numero di vittime in quanto in Cile, per la conformazione fisica del territorio, quasi sempre, a sismi di tale intensità succedono tsunami che causano altrettante vittime e danni e, dai quali, ancor oggi è molto più difficile difendersi rispetto agli stessi sismi. In Cile, inoltre, il 40% della popolazione vive a Santiago e nel resto del Paese le aree deserte sono moltissime, quindi è facile pensare che quando un sisma di forte entità colpisce la capitale il livello di esposizione è elevato e viceversa la possibilità di avere vittime sarebbe bassa o nulla qualora avvenisse in una zona scarsamente popolata. L'Italia, invece, ha, ed ha sempre avuto, una distribuzione abbastanza omogenea della popolazione nel proprio territorio, ciò significa che ovunque capiti l'epicentro di un terremoto è possibile che ci siano delle vittime.

Più facilmente interpretabile è il confronto se osservato dal punto di vista della qualità dell'edificato, prima e dopo l'entrata in vigore delle rispettive normative.

⁹ Bertrand D. Sara, *Desastres chilenos: historia de terremotos, tsunamis y erupciones*, Aguilar Chilena de Ediciones, Santiago de Chile, 2012.

L'Italia possiede tutt'oggi edifici risalenti a svariate epoche storiche motivo per cui è caratterizzata, nel proprio territorio, da una vasta eterogeneità di costruzioni ed oggetti architettonici in quanto a tecniche costruttive, materiali, conoscenze in campo edilizio, destinazioni d'uso e manodopera a disposizione. Ciò rende questo Paese particolarmente difficile da studiare in quanto il numero di casi "singolari" è molto elevato; la tendenza, ovviamente è quella di raggrupparli per caratteristiche simili e punti in comune fino a definire un numero sufficientemente ridotto di tipologie edilizie. La questione centrale, però, è il cozzare delle prescrizioni delle varie normative tecniche in campo antisismico con il tema della conservazione dei beni storici e culturali che pone la difficile scelta fra la possibilità di perdere vite umane e lo stesso bene oppure la modifica previa dello stesso (che comporta una diminuzione del valore culturale) con l'obiettivo di salvaguardare esso e chi vi abita.

Nella realizzazione del nuovo la normativa tecnica è sufficientemente chiara e le analisi lineari e non lineari che vengono svolte in maniera informatica sul modello dell'edificio sono da considerarsi affidabili per garantire la sicurezza allo stato limite di salvaguardia della vita per l'accelerazione sismica di progetto aumentata di vari coefficienti di sicurezza. Il momento storico che sta vivendo il Paese, però, pone come molto più urgente il tema del recupero piuttosto che quello della realizzazione del nuovo in quanto il secondo sta subendo un periodo di staticità.

In Cile la situazione è, invece, molto diversa per vari motivi. Primo fra tutti il fatto che la storia del Paese è molto più breve rispetto a quella italiana, dal momento che i primi edifici costruiti con tecnica europea comparvero con l'invasione spagnola nel 1541 e si diffusero maggiormente dopo la conquista dell'indipendenza nel 1817. In questo periodo di assestamento, comunque, molti di essi furono distrutti dal susseguirsi di guerre ma anche di terremoti, in seguito ad alcuni dei quali, nel 1939, nacque la prima normativa tecnica sulle costruzioni e continuò ad aggiornarsi per tutto il XX secolo, di concerto poi, con la normativa specifica per le costruzioni antisismiche del 1972. Leggi, queste, che hanno definito in modo sempre più chiaro e rigoroso i criteri da rispettare in campo edilizio e che hanno reso, in epoca contemporanea, il Cile fra i Paesi considerati all'avanguardia mondiale per quanto concerne l'ingegneria sismica.

1.3 La nascita e lo sviluppo della normativa per costruzioni antisismiche in Italia

In Italia il primo decreto riguardante le costruzioni antisismiche risale al 1627 in seguito ad un terremoto molto intenso che colpì la Campania. In quella legge fu definita una tipologia costruttiva chiamata

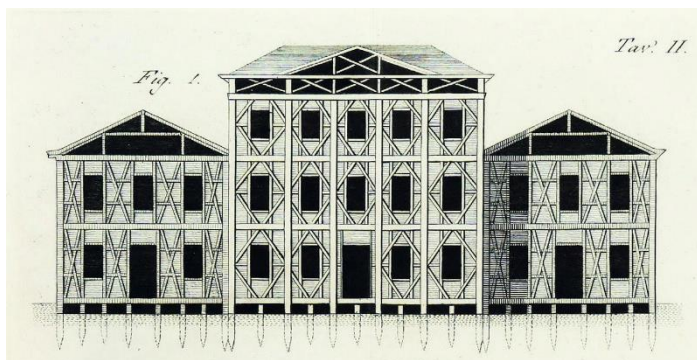


Fig. 1.3.1 Sistema baraccato alla beneventana

“sistema baraccato alla beneventana”¹⁰ (Fig. 1.3.1) che consisteva in una sorta di telaio ligneo con pilastri, travi e puntoni diagonali singoli o a croce di sant’Andrea a svolgere la funzione di controventi. Le facce vuote del telaio erano riempite in muratura con malta per dare un buon supporto contro le azioni verticali e rivestite di intonaco ma erano quasi completamente libere da qualsiasi resistenza alle azioni orizzontali, per le quali il telaio ligneo era appositamente studiato. Al tempo le fondazioni erano composte da un basamento in muratura mentre solai e coperture erano sorretti da travi di legno.

Nel 1784 Ferdinando IV di Borbone, in seguito al terremoto dell’anno precedente che causò morte e distruzione fra Messina e Reggio Calabria, emanò il decreto “*Istruzioni per la ricostruzione di Reggio*” nel quale confermò l’utilizzo del sistema baraccato aggiungendovi alcuni dettagli quali l’altezza dello zoccolo di fondazione (circa 130 cm) e la necessità di realizzare un cordolo in sommità delle murature che servisse da collegamento fra queste e la copertura in modo da avere una maggiore uniformità di spostamento delle singole parti dell’edificio in caso di sisma¹¹.

I tragici terremoti del 1857 nel napoletano e del 1859 a Norcia spinsero il Governo Pontificio di papa Pio IX ad emanare un nuovo regolamento edilizio le cui principali direttive consistevano nel limitare i nuovi manufatti edilizi ad un massimo di due piani ed a non superare l’altezza di 8,5 m tra terra e imposta della copertura. Inoltre le murature, comprese quelle interne, dovevano avere uno spessore minimo di 0,60 m mentre solo

¹⁰ Tobriner Stephen, *La casa baraccata: Earthquake-resistant construction in 18th century Calabria*, in *Journal of the society of Architectural Historians*, n° 42, 1983, p. 134.

¹¹ Penta Francesco, *Alcuni provvedimenti presi dopo i grandi terremoti italiani dei secoli XVII, XIX e XX*, in *Rivista Italiana Geotecnica*, n°5, Patron, Roma, 1964, pp. 247-248.

quelle esterne dovevano essere previste di una scarpata di 1/20 della propria altezza. Fu reso centrale il tema dell'ammorsamento tra murature interne ed esterne in modo tale che lavorassero come un'unica massa. Altra caratteristica molto importante del regolamento pontificio fu la prescrizione riguardante l'apertura di porte e finestre, le quali dovevano essere realizzate ad una distanza "conveniente" dagli angoli dei muri esterni e dalle estremità di quelli interni, nonché verticalmente allineate così da mantenere solidi i maschi murari¹².

Nel 1883 il terremoto di Casamicciola fu il motivo del Regio Decreto n. 2600 del 29 agosto 1884 il quale limitava le altezze complessive delle nuove costruzioni a 10 m, vietava la realizzazione di coperture spingenti e limitava l'aggetto dei balconi a 0,60 m¹³, anche se maggior importanza dal punto di vista tecnico fu assunta dalla *Relazione della Commissione per le prescrizioni edilizie dell'Isola d'Ischia* redatta dal Ministero dei Lavori Pubblici composto dagli ispettori F. Giordano e P. Comotto dai quali furono poste in evidenza tutte le problematiche che portarono al collasso gli edifici dell'isola¹⁴.

Il Decreto Reale n. 511 del 16 settembre 1906 definiva le "norme per la costruzione ed il restauro degli edifici danneggiati dal terremoto nelle provincie calabresi ed in quella di Messina" con riferimento al terremoto dell'anno precedente.

Il 1908 fu segnato dal dramma del sisma più forte mai registrato in Italia che colpì ancora una volta lo Stretto causando più di 120 mila vittime tra la provincia di Messina e quella di Reggio Calabria. Di fatto molti di questi paesi furono completamente rasi al suolo. Questo tragico evento portò alla produzione delle "norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R. D. 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni" note a livello giuridico come Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909, corredato dalla circolare 2664 del 20 aprile 1909 "Istruzioni tecniche". Tali decreti prescrivevano molte delle indicazioni tutt'ora presenti nell'attuale normativa tecnica per le costruzioni. Fra questi l'inammissibilità di strutture spingenti, i buoni collegamenti fra gli elementi strutturali con la specificazione di

¹² RILAB – Laboratorio Sismologico della provincia di Rieti, *Storia della normativa sismica*, URL: http://www.rilab.eu/images/Normativa/Storia_della_normativa_sismica_italiana.pdf, [06/12/2017].

¹³ Regio Decreto 29 agosto 1884 n. 2600 in materia di "Regolamento edilizio per i comuni dell'Isola d'Ischia danneggiati dal terremoto del 29 luglio 1883", art. 3, art. 6, comma 3, in *Gazzetta Ufficiale del Regno d'Italia*, 01/09/1884.

¹⁴ Sivocchi Davide, *Verifica e proposte di adeguamento sismico del palazzetto dello sport di Castelfranco Veneto*, Università degli Studi di Padova, Padova, 2012, p. 8.

ammorsamenti e l'obbligo di realizzare cordoli (in legno, acciaio o calcestruzzo armato) alla base ed alla sommità della muratura e la limitazione ad un massimo di 5 m di distanza fra due muri portanti. Inoltre, per la prima volta viene posta l'attenzione sul tema della qualità del terreno specificando il divieto di costruire nuovi fabbricati in terreni limosi o argillosi, dissestati o a rischio di frana. Era inoltre chiaramente specificato che la struttura portante dell'edificio fosse realizzata in legno, acciaio, calcestruzzo armato o muratura armata limitando la muratura tradizionale agli edifici di un solo piano. La distanza dei vani dagli spigoli della muratura fu fissata a non meno di 1,5 m e ogni vano doveva avere un proprio telaio di acciaio o calcestruzzo armato col fine di generare un arco di scarico¹⁵. Il Regio Decreto n. 1080 del 6 settembre 1912 estese l'uso di muratura tradizionale anche per edifici a due piani fino ad un'altezza massima terra – gronda di 7 m. Questa situazione fece perdere consistenza alla tendenza all'uso della muratura armata sviluppatasi a seguito ricostruzione di Messina¹⁶.

Il Decreto Legge n. 1526 del 5 novembre 1916 quantificava le forze sismiche e ne definiva la loro distribuzione rispetto all'altezza dell'edificio. Le forze di peso e sovraccarico venivano aumentate del 50% per tenere in considerazione l'effetto sussultorio del sisma mentre quelle orizzontali erano considerate moltiplicando le forze di peso e sovraccarico per un coefficiente C che assumeva valori di 0,125 al piano terra e 0,167 ai piani superiori¹⁷.

Altri decreti in seguito ad ulteriori sismi furono emanati principalmente al fine di estendere i principi del Regio Decreto n. 193/1909 a svariati territori del suolo nazionale fra cui il Regio Decreto n. 573 del 29 aprile 1915 (terremoto di Avezzano), il Regio Decreto n. 2089 del 23 ottobre 1924 e il Regio Decreto n. 1099 del 23 ottobre 1925 (terremoto di Ancona e Perugia). Questi ultimi stabiliscono che in zona sismica la progettazione del manufatto debba essere competenza di un ingegnere¹⁸.

Con il Decreto Reale n. 705 del 3 aprile 1926 in seguito ai terremoti di Siena e Grosseto furono definite le categorie sismiche e per le costruzioni in muratura armata si limitava a

¹⁵ Cornacchia Roberto, *Classificazione sismica degli edifici*, Maggioli Editore, Milano, 2018.

¹⁶ Regio Decreto del 6 settembre 1912 n. 1080, in materia di "Approvazione delle norme obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici nei comuni colpiti dal terremoto, in sostituzione di quelle approvate col R. D. 18 aprile 1909 n. 193", art. 10, in *Gazzetta Ufficiale del Regno d'Italia*.

¹⁷ Landolfo Raffaele, *L'evoluzione della normativa sismica*, in *Costruzioni metalliche*, n° 1, anno LVII, 2005, p. 57.

¹⁸ Giuffrè Antonino, *Cento anni di norme sismiche italiane*, Dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica, 1985.

10 m e due piani l'altezza massima terra – gronda dei fabbricati in zona sismica di prima categoria (la più elevata) e 12 metri e tre piani nelle zone di seconda categoria, fermo restando che in nessun caso era possibile superare l'altezza d'interpiano di 5 m. Per le costruzioni in muratura semplice, invece, era concessa un'altezza massima di 8 m in prima categoria e 12 m in seconda categoria purché la distanza fra due muri portanti non superasse i 7 m e lo spessore di questi all'ultimo piano fosse almeno di 0,30 m aumentato di 0,15 m ad ogni piano sottostante¹⁹.

Il Regio Decreto Legge n. 431 del 13 marzo 1927 estende il concetto di zonazione sismica e differenzia le prescrizioni a seconda della categoria del sito, impone la dimensione e l'armatura minima per i pilastri in calcestruzzo armato e definisce i valori del rapporto C fra le forze statiche equivalenti agenti sui piani e i pesi corrispondenti alle masse di ciascun piano:

- Per zone di I categoria: $C = 0,125$ al piano terra, $C = 0,167$ ai piani superiori, 50% per azioni verticali
- Per zone di II categoria: $C = 0,100$ al piano terra, $C = 0,125$ ai piani superiori, 33% per azioni verticali
- Per edifici di altezza terra – gronda maggiore di 12 m a tutti i piani si applica $C = 0,167$ ²⁰.

Il Regio Decreto n. 682 del 3 aprile 1930 definisce i comuni di I e II categoria²¹.

Il Regio Decreto legislativo n. 640 del 25 marzo 1935 obbliga i comuni a definire i propri regolamenti edilizi, limita l'altezza degli edifici in rapporto alla larghezza delle strade su cui si affacciano e della tecnica costruttiva secondo la quale sono realizzati, oltre ad introdurre un fattore di riduzione dei sovraccarichi nel calcolo strutturale.

La maggior parte delle leggi in tema di sismica sono volte a definire criteri sempre più restrittivi col passare del tempo, vi fa, però, eccezione il Regio Decreto n. 2105 del 22 novembre 1937 nel quale i carichi verticali per la simulazione dell'azione sussultoria vengono ridotti dal 50% al 40% nelle zone di I categoria, e dal 33% al 25% nelle zone di II categoria, i carichi accidentali vengono ridotti a 0,33 del carico nominale del solaio,

¹⁹ ISI – Ingegneria Sismica Italiana, *Normative*, URL: <http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>, [06/12/2017].

²⁰ Regio Decreto Legge del 13 marzo 1927 n. 431, in materia di “*Sostituzione delle Norme Tecniche ed Igieniche contenute nel Decreto Reale 23 ottobre 1924, n. 2089*”, art. 29, in *Gazzetta Ufficiale del Regno d'Italia*, 08/04/1927.

²¹ ISI – Ingegneria Sismica Italiana, *Normative*, URL: <http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>, [06/12/2017].

ma soprattutto il rapporto C per la valutazione delle forze sismiche orizzontali viene impostato a 0,100 per le zone di I categoria e 0,070 per zone di categoria II. Oltre a ciò, per semplicità di calcolo il sisma non viene più visto come un concetto dinamico bensì statico con le (molte) approssimazioni che ne conseguono, il concetto di dinamicità del sisma verrà poi ripreso solo nel 1975²².

La legge n. 1684 del 25 novembre 1962, impone che qualsiasi edificio superiore ai 7 piani fuori terra sia costruito in calcestruzzo armato o acciaio, stabilisce che qualsiasi nuovo edificio in muratura tradizionale debba essere dotato di cordolo in calcestruzzo armato alla quota di ogni solaio e della copertura il quale deve avere uno spessore minimo di 0,20 m e un'armatura longitudinale composta da almeno 4 barre d'acciaio poste agli spigoli e un'armatura trasversale intesa come legature ogni 25 – 30 cm, con un minimo di 50 kg d'acciaio per ogni m³ di calcestruzzo. La legge definisce la realizzazione di nuovi edifici in I categoria fino ad un massimo di 6 piani fuori terra e 21 m di altezza, in II categoria fino a 7 piani e 21,50 m. Vi è, inoltre, un'accurata descrizione dei dettagli e sistemi costruttivi per le costruzioni in muratura tradizionale in ambedue le categorie sismiche e in generale le norme del buon costruire devono essere obbligatoriamente inserite nei piani regolatori di ciascun comune. In condizioni geologiche particolarmente favorevoli l'azione sismica si può considerare ridotta mentre negli altri casi sono mantenuti i valori del rapporto C come prescritto nel Regio Decreto n. 2105/1937 con la differenza che vengono eliminati dal calcolo tutti gli effetti sismici verticali eccetto per strutture a sbalzo in cui è mantenuta la maggiorazione del 40%²³.

La Circolare del Ministro dei Lavori Pubblici n. 3797 del 6 novembre 1967, unitamente alla Circolare Ministeriale n. 6090 dell'11 agosto 1969, definiscono rispettivamente il collaudo delle fondazioni e le norme tecniche per la progettazione, il calcolo, l'esecuzione e il collaudo di costruzioni prefabbricate. Tale circolare fece da riferimento per molte costruzioni in muratura armata degli anni Ottanta²⁴.

Tre anni più tardi, la Legge n. 1086/71 disciplina le costruzioni in calcestruzzo armato (normale e precompresso) e le costruzioni metalliche.

²² Landolfo Raffaele, *L'evoluzione della normativa sismica*, in *Costruzioni metalliche*, n° 1, anno LVII, 2005, p. 57.

²³ Landolfo Raffaele, *L'evoluzione della normativa sismica*, in *Costruzioni metalliche*, n° 1, anno LVII, 2005, p. 58.

²⁴ Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 6 novembre 1967 n. 3797, in materia di "Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni".

La legge n. 64 del 2 febbraio 1974 fornisce provvedimenti specifici per le costruzioni in zona sismica, delinea un'aggiornata mappa sismica del Paese e delle nuove norme tecniche per le costruzioni sostituendo in toto la legge n. 1684/62. Inoltre, tale legge delega il Ministro dei Lavori Pubblici all'emanazione di norme tecniche per qualsiasi tipo di costruzione a mezzo di Decreto Ministeriale sentito il Ministero dell'Interno, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e il Consiglio Nazionale di Ricerca (CNR) ed emanare decreti ministeriali per aggiornare la zonazione sismica o le norme tecniche in base allo svilupparsi di nuove conoscenze in tema di costruzioni. Questa legge è da considerarsi importante perché offre la possibilità di mettere direttamente in pratica qualsiasi innovazione verificata e collaudata in tempi brevi (l'emanazione di un decreto legge che poi potrà o meno confermarsi decreto ministeriale)²⁵.

Infatti, l'anno successivo vengono emanati il Decreto Ministeriale n. 40 del 3 marzo 1975, e il Decreto Ministeriale del 18 dicembre 1975. Il primo definisce nuovi criteri geotecnici per quanto riguarda le fondazioni, ridefinisce le altezze massime ed il numero di piani consentito per opere in muratura, a pannelli portanti o in legno ed elimina qualsiasi limite d'altezza per costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio. Contempla, inoltre, la possibilità di svolgere, a fine di progetto o di verifica, sia analisi statiche, sia dinamiche e aggiorna i coefficienti di proporzionalità per la valutazione dell'intensità delle forze sismiche agenti e dei sovraccarichi. Nello specifico, il coefficiente di proporzionalità C viene calcolato tenendo ora conto del periodo fondamentale di vibrazione della struttura e di un'approssimazione della sua risposta di fronte al sisma e viene introdotto il parametro S che determinerebbe il grado di sismicità del sito.

Il secondo, invece, illustra le norme tecniche aggiornate in materia di edilizia scolastica definendo anche gli indici di funzionalità didattica, edilizia ed urbanistica sostituendo in toto le precedenti²⁶.

L'anno seguente vengono definite le *“Norme per l'istituzione del servizio sismico e disposizioni inerenti ai movimenti sismici del 1971, del novembre e dicembre 1972, del dicembre 1974 e del gennaio 1975, in comuni della provincia di Perugia”* nella legge n. 176 del 26 aprile 1976.

²⁵ ISI – Ingegneria Sismica Italiana, *Normative*, URL: <http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>, [06/12/2017].

²⁶ ISI – Ingegneria Sismica Italiana, *Normative*, URL: <http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>, [06/12/2017].

Un altro terremoto tragico e distruttivo fu quello del Friuli del 6 maggio 1976 in seguito al quale venne emanata la Legge Regionale del Friuli Venezia Giulia n. 30 del 20 giugno 1977, disposizione, questa, che si andò ad integrare alla Legge Regionale n. 17 del 7 giugno 1976 e con la quale fu introdotto il metodo POR, studiato dal team di ricerca del professor Miha Tomaževic dell'Università di Lubiana per quanto riguarda le murature, permettendo quindi, per la prima volta, di fare una valutazione della duttilità dell'elemento strutturale²⁷.

La possibilità di emanare decreti migliorativi e di aggiornamento dei precedenti offerta con la legge n. 64/74 fece sì che gli anni Ottanta fossero un periodo costellato di riforme. Il Decreto Ministeriale del 7 marzo 1981, basato su uno studio del CNR definiva le zone sismiche di Basilicata, Campania e Puglia, con la particolarità che tale studio era fondato per la prima volta su un'indagine di tipo probabilistico e sarà, in seguito, la base dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 che definirà la classificazione sismica del territorio italiano²⁸.

Il Decreto Legge n. 75 del 19 marzo 1981, poi divenuto Legge n. 219 del 14 maggio 1981 indicava provvedimenti a favore delle popolazioni e direttive per la ricostruzione dei comuni colpiti dal sisma dell'Irpinia²⁹.

Il Decreto Ministeriale n. 515 del 3 giugno 1981, sempre a mezzo di indagine probabilistica a cura del CNR, introduce la terza categoria sismica con un coefficiente $C = 0,040$.

Il Decreto Ministeriale del 2 luglio 1981 tratta in merito ai criteri per la riparazione e rafforzamento delle costruzioni danneggiate nei comuni colpiti dal sisma dell'Irpinia.

La legge n. 741 del 10 dicembre 1981 reca *“Ulteriori norme per l'accelerazione delle procedure per l'esecuzione di opere pubbliche”*.

Il Decreto Ministeriale del 12 febbraio 1982 *“Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”*. Disposizioni integrative del Decreto Ministeriale del 3 marzo 1975.

²⁷ Legge Regionale del Friuli Venezia Giulia del 20 giugno 1977, n. 30, in materia di *“Nuove procedure per il recupero statico e funzionale degli edifici colpiti dagli eventi tellurici - Ulteriori norme integrative della Legge Regionale 7 giugno 1976, n. 17”*, in *Bollettino Ufficiale Regionale*, n. 59, 20/06/1977.

²⁸ RILAB – Laboratorio Sismologico della provincia di Rieti, *Storia della normativa sismica*, URL: http://www.rilab.eu/images/Normativa/Storia_della_normativa_sismica_italiana.pdf, [06/12/2017].

²⁹ ISI – Ingegneria Sismica Italiana, *Normative*, URL: <http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>, [07/12/2017].

I Decreti Ministeriali del 29 febbraio e del 5 marzo 1984 erano volti ad aggiornare, basandosi su studi probabilistici del CNR, la zonazione sismica italiana.

Qualche mese più tardi, il Decreto Ministeriale del 19 giugno 1984, aggiornamento del Decreto Ministeriale del 3 marzo 1975 introduce la differenziazione a livello di difesa dal sisma per determinate categorie di edifici. Viene introdotto il coefficiente di protezione sismica I : per le opere strategiche $I = 1,4$ mentre per le opere a particolare rischio d'uso $I = 1,2$ ³⁰. Questo aggiornamento fu abrogato solo un anno e mezzo dopo dal Decreto Ministeriale del 24 gennaio 1986.

Il CNR dispose nel 1984 il documento n. 10022 riguardante le costruzioni in profilati d'acciaio laminati a freddo, non aveva valore di legge ma la normativa vigente vi faceva riferimento.

Il 1986 iniziò con l'approvazione del Decreto Ministeriale del 24 gennaio che definiva le *"norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche"*.

Con la Circolare del Ministero dei Beni Culturali ed Artistici n. 1032 del 18 luglio 1986 si fornivano raccomandazioni per gli interventi sul patrimonio monumentale in zone sismiche, mentre con la Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 27690 del 19 luglio 1986 che si riferiva al Decreto Ministeriale del 24 gennaio venivano fornite le istruzioni per la buona esecuzione della normativa. Il documento del CNR n. 10024 del 1986 non aveva valore di legge ma la normativa vi faceva riferimento e delineava le regole per l'impostazione e la redazione delle relazioni di calcolo nell'analisi attraverso l'elaboratore³¹.

Il Decreto Ministeriale n. 141 del 9 gennaio 1987 stabiliva la nuova normativa tecnica per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento per quanto riguarda le zone non sismiche, che andava ad integrarsi al Decreto Ministeriale del 3 marzo 1975 divenuta poi legge, nello stesso anno, con il Decreto Ministeriale del 20 novembre 1987 intitolato *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"*. Poco più tardi la normativa fu aggiornata anche per le strutture prefabbricate con il Decreto Ministeriale n. 285 del 3 dicembre 1987, sempre integrative alla normativa del 1975.

³⁰ Decreto Ministeriale del 19 giugno 1984, in materia di *"Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche"*, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, lettera B 4.2, n. 208, 30/07/1984.

³¹ CNR n. 10024, in materia di *"Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"*, 1986.

L'anno seguente ci furono aggiornamenti anche per quanto riguardava le costruzioni in acciaio ma ad occuparsene fu il CNR con il documento 10011 del giugno 1988, al quale la normativa faceva riferimento³².

Ulteriori istruzioni esecutive per costruzioni in muratura furono emanate il 4 gennaio 1989 nella Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 30787.

Il grande aggiornamento degli anni Ottanta non escluse le grandi opere quali i ponti, anche se l'aggiornamento della normativa tecnica del 1975 su questo tema entrò in vigore agli albori dell'ultima decada del secolo, con il Decreto Ministeriale del 4 maggio 1990.

Il Decreto Ministeriale del 14 febbraio 1992 stabiliva la normativa tecnica per le opere in calcestruzzo armato tradizionale e precompresso e strutture metalliche, sulla base della legge n. 1086/71. È, inoltre, da segnalare il parere tecnico "*Quesito sulle norme tecniche da applicare in caso di progettazione di opere in muratura*" della Prima Sezione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nell'Adunanza del 27 febbraio 1992, protocollo n. 29³³.

Quattro anni più tardi, il Decreto Ministeriale del 9 gennaio 1996 "*Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche*", emanato sulla base delle indicazioni della legge n. 1086/71, sostituiva il Decreto Ministeriale del 14 febbraio 1992 per quanto concerne le verifiche agli stati limite ed ammetteva l'uso degli Eurocodici 2 e 3. Sulla base delle indicazioni della legge n. 64/74 furono emanati i decreti ministeriali del 16 gennaio 1996 relativo a norme tecniche per le costruzioni in zona sismica e norme tecniche riguardo i criteri di verifica della sicurezza delle costruzioni nonché dei propri carichi e sovraccarichi. I principali cambiamenti apportati furono l'eliminazione del concetto di numero di piani per la valutazione dell'altezza dell'edificio la quale, con il nuovo ordinamento, viene limitata esclusivamente da una grandezza espressa in metri. Oltre al metodo alle tensioni ammissibili è reso possibile, nelle zone sismiche, anche quello di verifica agli stati limite. Il controllo dei danni alle parti non strutturali ed agli impianti avviene attraverso il monitoraggio degli spostamenti. La Circolare Ministeriale n. 156 del 4 luglio 1996 definiva le istruzioni per l'applicazione del Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996, mentre

³² CNR-UNI 10011, in materia di "*Costruzioni d'acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione*", 1988.

³³ RILAB – Laboratorio Sismologico della provincia di Rieti, *Storia della normativa sismica*, URL: http://www.rilab.eu/images/Normativa/Storia_della_normativa_sismica_italiana.pdf, [06/12/2017].

la Circolare Ministeriale n. 252 del 15 ottobre 1996 delineava le istruzioni per l'applicazione del Decreto Ministeriale del 9 gennaio 1996.

La Circolare Ministeriale n. 65 del 10 aprile 1997 forniva ulteriori istruzioni per l'applicazione del Decreto Ministeriale del 16 gennaio 1996, mentre la legge n. 59 del 15 marzo 1997, nota come "legge Bassanini" ridistribuiva le funzioni e i compiti tra Stato, Regioni ed Enti Locali, in maniera tale per cui, a partire dal 1998, l'individuazione e categorizzazione delle zone sismiche diventa una competenza destinata alle singole Regioni³⁴.

Il terremoto Umbria – Marche del maggio e settembre 1997 portò ad ulteriori sviluppi delle normative vigenti e decreti "ad hoc" per le zone colpite, quale il Decreto Legge n. 6 del 30 gennaio 1998 per gli interventi urgenti da attuarsi in favore delle zone colpite da eventi sismici, divenuto poi, con alcune variazioni, la legge n. 61 del 30 marzo 1998.

Il Decreto Legge n. 112 del 31 marzo 1998 è l'atto giuridico che rende vigente quanto stabilito dalla legge n. 59 del 15 marzo 1997 ossia che la competenza dell'individuazione delle zone sismiche, così come la formazione e l'aggiornamento di dette zone viene trasferita alle Regioni, mentre rimane competenza dello Stato delineare i criteri generali in base ai quali avviene la suddivisione del territorio in zone sismiche così come le norme tecniche per le costruzioni nelle suddette zone³⁵.

Risale al 1998 l'entrata in vigore della parte dedicata alla difesa dal sisma della normativa europea per la progettazione strutturale, ovvero l'"Eurocodice 8".

I primi segnali del sisma che colpì le due regioni del Centro Italia si manifestarono nella primavera del 1997, motivo per il quale molte persone lasciarono la propria abitazione prima che subisse danni irreversibili cosicché il numero di vittime, in un anno e mezzo di scosse risultò relativamente basso. Le scosse e, di conseguenza, i danni e lo stato d'emergenza perdurarono fino alla metà del 1998, rendendo necessari ulteriori atti giuridici e proroghe fra cui l'Ordinanza del Ministro dell'Interno n. 2947 del 24 febbraio 1999 e l'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 2991 del 31 maggio 1999.

³⁴ Legge del 15 marzo 1997 n. 59, in materia di "Delega al Governo per il conferimento di funzioni e compiti alle Regioni ed Enti locali, per la riforma della Pubblica Amministrazione e per la semplificazione amministrativa", in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 63, 17/03/1997.

³⁵ ISI – Ingegneria Sismica Italiana, *Normative*, URL: <http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>, [07/12/2017].

Il Decreto Legge n. 300 del 30 luglio 1999 assegna all’Agenzia della Protezione Civile, un ente istituito da poco, la competenza dell’individuazione, della formazione e dell’aggiornamento delle zone sismiche che, nonostante il Decreto Legge n. 112/98 fino a questo momento aveva continuato ad essere a carico dello Stato³⁶.

L’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile n. 3050 del 31 marzo 2000 va a modificare ed integrare varie ordinanze emanate tra il 1992 e il 1996 in merito agli interventi di riparazione, miglioramento strutturale e ricostruzione degli edifici privati danneggiati dal sisma del dicembre 1990 nelle province della Sicilia orientale, delineando anche un programma di prevenzione sismica³⁷. Impressiona come una legge sulla ricostruzione e riparazione degli edifici danneggiati venga emanata a distanza di dieci anni dall’evento sismico.

Il 6 giugno 2001 viene emanato il Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 “*Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A)*”, in particolare il Capo IV reca “*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”³⁸.

Il Decreto Legge n. 343 del 7 settembre 2001 ordina disposizioni urgenti al fine di migliorare le strutture logistiche e funzionali alla comunicazione e al coordinamento della difesa civile. Verrà poi convertito, con alcune modificazioni, nella legge n. 401 del 9 novembre 2001 la quale istituisce il nuovo Dipartimento di protezione Civile, che farà le veci della soppressa Agenzia della Protezione Civile³⁹.

Il Decreto Legislativo n. 301 del 27 dicembre 2002 va ad integrarsi al Decreto del Presidente della Repubblica n. 380/01 stabilendo che tutte le costruzioni rilevanti per la pubblica incolumità realizzate in zona sismica debbano essere conformi, oltre che alla normativa tecnica per le costruzioni applicabile sull’intero territorio nazionale, anche a specifiche norme tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici di concerto con il Ministero dell’Interno e sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, il CNR e la

³⁶ Decreto Legislativo del 30 luglio 1999, n. 300, in materia di “*Riforma dell’organizzazione del Governo, a norma dell’articolo 11 della legge 15 marzo 1997, n. 59*”, Titolo V, Capo IV, art. 81, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 203, 30/08/1999.

³⁷ ISI – Ingegneria Sismica Italiana, *Normative*, URL: <http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>, [07/12/2017].

³⁸ Decreto del Presidente della Repubblica del 6 giugno 2001 n. 380, in materia di “*Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A)*”, Capo IV, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 245, 20/10/2001.

³⁹ Legge del 9 novembre 2001 n. 401, in materia di “*Coordinamento operativo per le attività di Protezione Civile*”, art. 4, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 262, 10/11/2001.

Conferenza Unificata Stato Regioni. Sono, inoltre, descritti i criteri generali secondo i quali dovranno agire le norme tecniche per le costruzioni in zona sismica⁴⁰.

Il 2003 fu un anno costellato di riforme ed innovazioni nel campo delle costruzioni. L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 stabiliva i "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". Con esso i contenuti degli Eurocodici diventavano ufficialmente parte della normativa tecnica nazionale rendendo obbligatorio il calcolo semiprobabilistico agli stati limite e le analisi dinamiche con spettro di risposta⁴¹. Va detto che, quest'ordinanza subì, nello stesso anno, alcune modifiche ed integrazioni, contenute nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 2 ottobre 2003. L'Ordinanza n. 3274/03 inizialmente si affiancava alla normativa sismica del 1996 e, solo dopo un travagliato iter caratterizzato da modifiche, tagli ed integrazioni, sostituì quest'ultima quasi due anni dopo la propria emanazione. La sostanziale differenza con la precedente, è che tale normativa classificava tutto il territorio nazionale come sismico suddividendolo in 4 zone di diversa pericolosità (Fig. 1.3.2).

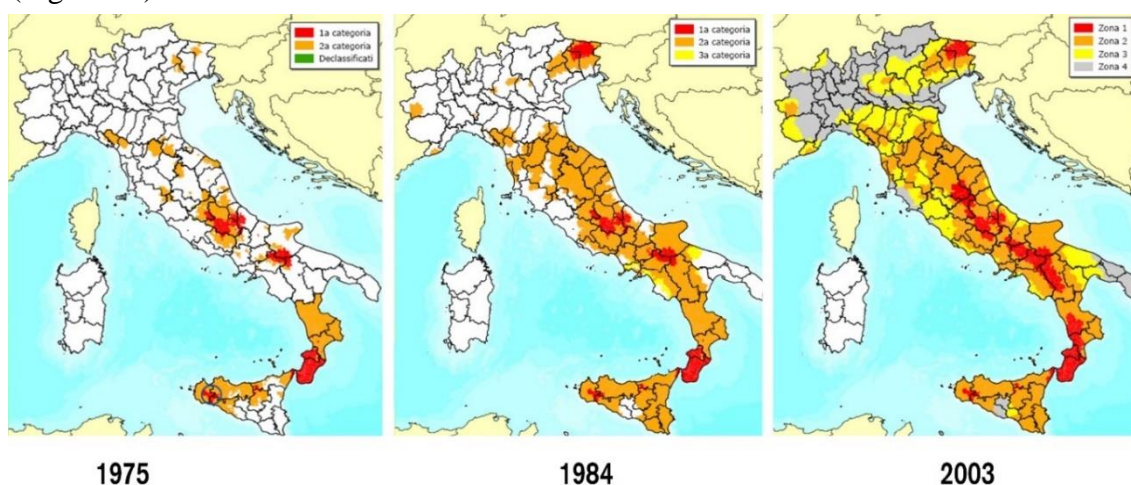


Fig. 1.3.2. Evoluzione della zonazione sismica italiana

Inoltre, veniva ridata alle Regioni la facoltà di imporre l'obbligo della progettazione antisismica, e con ciò tornavano ad essere le responsabili dell'individuazione delle zone

⁴⁰ Decreto Legislativo del 27 dicembre 2002 n. 301, in materia di "Modifiche ed integrazioni al d.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, recante testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia", in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 16, 21/01/2003.

⁴¹ Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n. 3274, in materia di "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 105, 08/05/2003.

sismiche all'interno del proprio territorio, dopo che, dal 1999, questa era diventata una competenza della Protezione Civile. Un altro passo in avanti è rappresentato dal fatto che gli allegati 2, 3 e 4 dell'ordinanza contengono le norme tecniche per la quasi totalità di opere edili e civili realizzabili (edifici, ponti, opere di fondazione e opere di sostegno dei terreni), mentre l'articolo 3 prevede l'obbligo di verifica entro 5 anni per gli edifici di importanza strategica e delle infrastrutture le quali, in caso di evento sismico, assumono rilievo fondamentale per le finalità della Protezione Civile⁴². Questa ordinanza segna il passaggio tra la vecchia e la nuova concezione di normativa, non più puramente prescrittiva bensì basata su un'impostazione volta a garantire prestazioni e raggiungimento di determinati standard ed obiettivi (con obbligo di dichiarazione anche dei mezzi attraverso i quali raggiungere questo scopo).

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3 maggio 2005 va a modificare ed integrare l'Ordinanza n. 3274/03 sostituendola interamente.

Il Decreto Ministeriale del 14 settembre 2005 "*Norme tecniche per le costruzioni*" sostituisce tutti i decreti ministeriali finora emanati includendovi tutte le informazioni relative alle varie tipologie di costruzione. Questa norma, nota con la sigla "NTC 2005", prevedeva 18 mesi di validità in contemporanea di nuove e vecchie normative, ma venne tuttavia successivamente sostituita in quanto fu considerata poco allineata agli Eurocodici.

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3467 del 13 ottobre 2005 definiva l'applicabilità dell'Ordinanza n. 3274/03 fino al 23 ottobre 2005, data di entrata in vigore della NTC 2005.

Il 28 novembre 2007 il CNR emette il documento CNR-DT 206/2007 in materia di "*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno*".

Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 recante ancora una volta "*Norme tecniche per le costruzioni*" e nota come "NTC 2008" entrò in vigore il 1 luglio 2009 in seguito al terremoto de L'Aquila dell'aprile 2009. È considerata la normativa più efficace e duratura che il Paese abbia avuto finora.

La circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 dava le istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008.

⁴² Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n. 3274, in materia di "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*", in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 105, 08/05/2003.

La Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 recante “*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008*” proponeva una scheda sinottica descrittiva dell’intervento di riparazione o di miglioramento sismico da effettuarsi su un bene di rilevante importanza storico – culturale oltre ad un considerevole numero di istruzioni ed accorgimenti da tenere in considerazione quando si tratta di eseguire opere su edifici costituenti patrimonio culturale⁴³. Questa direttiva, unitamente alla circolare n. 617/09 e, in generale, la NTC 2008 sono considerate un riferimento per molti Paesi a livello europeo e mondiale.

Il 30 aprile 2015 il Ministero dei Beni, delle Attività Culturali e del Turismo emette la Circolare n. 15 nella quale invita Regioni, Soprintendenze e Direzione Generale delle Belle Arti e del Paesaggio alla presa di visione delle “*Disposizioni in materia di tutela del Patrimonio Architettonico e mitigazione del rischio sismico*”⁴⁴.

Con la legge di stabilità n. 232 dell’11 dicembre 2016 sono stati introdotti una serie di incentivi fiscali atti a promuovere la realizzazione di interventi di ripristino e miglioramento delle strutture sotto l’azione del sisma, raggruppati sotto il nome di “SismaBonus”⁴⁵.

Sono state recentemente approvate le nuove NTC 2018, in pendenza dal 2010, le quali apporteranno chiarimenti e piccoli cambiamenti per quanto riguarda gli interventi di adeguamento e miglioramento sismico, sarà ammessa l’analisi plastica per la verifica agli stati limite ultimi negli edifici di calcestruzzo armato mentre una novità assoluta e unica nel panorama delle NTC sarà il recepimento degli studi di pericolosità sismica svolti dall’Istituto Nazionale di Geosismica e Vulcanologia (INGV)⁴⁶.

⁴³ Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011, in materia di “*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 47, 26/02/2011.

⁴⁴ Ing. Fabio Balliana, *Evoluzione normativa sismica*, URL: <http://www.ingballiana.it/Normativa.html>, [22/01/2018].

⁴⁵ Legge n. 232 del 11 dicembre 2016 in materia di “*Bilancio di previsione dello Stato per l’anno finanziario 2017 e bilancio pluriennale per il triennio 2017-2019*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 297, 21/12/2016.

⁴⁶ Redazione Tecnica, “*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC): pubblicazione prima del 4 marzo*”, in *EdilTecnico*, 2018, URL: <https://www.ediltecnico.it/nuove-norme-tecniche-per-costruzioni-ntc/>, [18/01/2018].

A quanto sembra, però, le varie figure direttamente coinvolte nella messa in pratica delle nuove norme tecniche (progettisti, ingegneri, imprese e produttori), lamentano l'assenza degli aspetti innovativi, in particolare legati all'implementazione ed al calcolo a mezzo di software che avrebbero dovuto segnare il trasferimento dei progressi scientifici e tecnologici dell'ingegneria sismica a livello giuridico e, di conseguenza, pratico⁴⁷.

1.4 La nascita e lo sviluppo della normativa per costruzioni antisismiche in Cile

L'ingegneria sismica in America è, in generale, un prodotto del XX secolo. I primi terremoti che generarono attenzione riguardo il tema delle norme sismiche, allora inesistenti, furono i terremoti di San Francisco nel 1906 e quello di Tokyo nel 1923. In Cile fu il terremoto di Valparaíso nel 1906 quello che motivò l'inizio degli studi di questo genere di fenomeni. Ad ogni modo, il primo atto giuridico fu emanato poco dopo il terremoto di Talca del 1928 e corrisponde precisamente alla legge n. 4653 "*Ley de Ordenanza General de Construcciones y Urbanización*", che entrò in vigore il 30 maggio 1931. Questa legge perdura, con le dovute modifiche, fino ai giorni nostri, ma è stata considerata molto valida già da subito e la dimostrazione di ciò, è dimostrata dal buon comportamento che hanno avuto le costruzioni basate sulle sue disposizioni⁴⁸.

Le prime norme tecniche di progettazione in calcestruzzo armato furono approvate nel 1957 e nel 1961 con i nomi di NCh429.EOf57 (parte 1) e NCh430.EOf61 (parte 2) mentre la prima norma antisismica cilena, invece, risale all'anno 1972 ed è la NCh433.Of72. Quest'ultima presentava una concezione moderna dell'analisi sismica, infatti contemplava tra le variabili di calcolo un'analisi elastica statica o dinamica, gli effetti del suolo, le forme strutturali e l'importanza dell'uso di determinate tipologie di struttura. Non si può dire lo stesso, invece, della NCh430/61 in quanto questa si basava sulla norma tedesca DIN 1045, già parecchio datata.

La legge n. 16391 emanata il 16 dicembre 1965 istituiva il nuovo "Ministerio de Vivienda y Urbanismo" al quale era assegnata la gestione della politica in tema di abitazione e la coordinazione fra le istituzioni che si relazionano con il Governo. Nel dettaglio produceva

⁴⁷ Redazione Tecnica, "*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC): pubblicazione prima del 4 marzo*", in *EdilTecnico*, 2018, URL: <https://www.ediltecnico.it/nuove-norme-tecniche-per-costruzioni-ntc/>, [18/01/2018].

⁴⁸ Cargaz Ingeniería Estructural, *Historia Normas NCh430 y NCh433*, 2017, URL: <http://www.cargaz.cl/2012/04/historia-normas-nch430-y-nch433/>, [16/12/2017].

e sviluppava i piani regolatori delle aree urbane e rurali; progettava, eseguiva e controllava tutte le opere necessarie al raggiungimento dei propri obiettivi; realizzava ordinanze, regolamenti e istruzioni generali riguardo l'urbanizzazione di terreni, la costruzione di abitazioni e opere di pubblico beneficio; si occupava della realizzazione e dell'incentivo alla ricerca scientifica ed al perfezionamento professionale in tema di abitazioni, sviluppo urbano e produttività della costruzione⁴⁹.

Il 18 dicembre 1975 fu approvato il Decreto n. 458 "*Ley General de Urbanismo y Construcción*" il quale era suddiviso in tre parti:

- La "Ley General" che conteneva i principi, le attribuzioni, le potestà, le facoltà, le responsabilità, i diritti e le sanzioni ai quali erano soggetti organismi, funzionari, professionisti e chiunque fosse coinvolto nelle azioni di pianificazione, urbanizzazione e costruzione.
- La "Ordenanza General" che conteneva le disposizioni regolamentari della legge e che regolava il processo amministrativo, il processo di pianificazione, urbanizzazione e costruzioni e gli standard tecnici di progetto e costruzione.
- Le "Normas Técnicas" che contenevano e definivano le caratteristiche tecniche di progetto, materiali e sistemi costruttivi, al fine di realizzare i requisiti di obbligatorietà che stabiliva la "Ordenanza General". In particolare, era specificato che le norme tecniche dovevano essere pubblicate in internet e rimanere a disposizione di chiunque fosse interessato in forma assolutamente gratuita⁵⁰.

Colpisce il fatto che il primo decreto che avesse il compito di regolare lo sviluppo urbanistico del Paese sia stato promulgato solo nel 1975, se si considera che lo sviluppo demografico e urbano in Cile ha iniziato il suo "boom" negli anni Venti dell'Ottocento per poi rallentare notevolmente durante il trascorrere del XX secolo.

Il 16 aprile 1992 fu promulgato il Decreto del Ministerio de Vivienda y Urbanismo n. 47 il quale andava a fissare il nuovo testo della "*Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones*", seconda delle tre parti di cui era composta la legge generale (Decreto n. 458/75).

In seguito al catastrofico terremoto di Valparaíso del 1985, fu necessario rivedere entrambe le norme vigenti (430/61 e 433/72) che portarono alla pubblicazione, nel 1996

⁴⁹ Ley del 14 diciembre 1965 n. 16391, in materia di "*Crea el Ministerio de la Vivienda y Urbanismo*", in *Diario Oficial*, 16/12/1965.

⁵⁰ Decreto con fuerza de ley del 18 diciembre 1975 n. 458 in materia di "*Aprueba nueva ley general de urbanismo y construcciones*", Título I, Capítulo I, art. 2, in *Diario Oficial*, 13/04/1976.

della NCh433.Of96 la quale rimpiazzava in toto la precedente 433/72 e adottava il codice statunitense ACI318 come norma tecnica per la progettazione in calcestruzzo armato, rendendo di fatto obsoleta la 430/61.

La nuova normativa tecnica per le costruzioni antisismiche manteneva i criteri dell'analisi sismica contenuti nella precedente, ma vi aggiunse la suddivisione del territorio nazionale in tre categorie di pericolosità sismica che, per le caratteristiche fisiche del Paese, consistevano in tre fasce verticali: la costa, la zona centrale e la cordigliera delle Ande⁵¹. Il 4 settembre 1996 fu modificato anche il Decreto n. 458/75 mediante la promulgazione della legge n. 19472 la quale definiva architetti (in Cile hanno le competenze degli ingegneri edili italiani) ed ingegneri civili come le uniche figure abilitate a progettare manufatti edilizi di rango pubblico o privato e ripartiva in gran dettaglio le responsabilità in caso di danno all'edificio per sisma o altro tipo di catastrofe⁵².

Il 1 settembre 2003 viene dichiarata norma tecnica ufficiale della Repubblica del Cile la NCh2369.Of03 la quale regolamentava la progettazione sismica di strutture ed installazioni industriali. Nello stesso anno si progettava un aggiornamento della NCh433Of.96 che includesse le disposizioni per la progettazione antisismica a mezzo di isolatori alla base delle fondazioni, sempre più diffusi negli edifici dei Paesi a forte rischio sismico. Mentre l'aggiornamento veniva redatto, ci si rese conto che le sue dimensioni erano paragonabili a quelle dell'intera norma alla quale avrebbe dovuto aggregarsi, per cui si scelse di emanare una legge a parte e fu così che fece la sua apparizione la NCh2745Of.2003 che trattava precisamente “*Analisi e progettazione di edifici con isolamento sismico*”, in seguito aggiornata nel 2013.

Con la legge n. 20071 dell'8 novembre 2005 viene istituito il “Registro Nazionale dei Revisori Indipendenti delle Opere di Edificazione” il quale, costituito da ingegneri ed architetti con determinati requisiti, diretto e coordinato dal Ministerio de Vivienda y Urbanismo, ha il compito di eseguire verifiche, analisi e supervisioni su qualsiasi tipo di opera edilizia. È suddiviso in tre categorie in base alla differente esperienza e qualificazione dei componenti di ciascuna⁵³. Questa istituzione tutt'oggi si fa carico di

⁵¹ Cargaz Ingeniería Estructural, *Historia Normas NCh430 y NCh433*, 2017, URL: <http://www.cargaz.cl/2012/04/historia-normas-nch430-y-nch433/>, [16/12/2017].

⁵² Ley del 4 septiembre 1996 n. 19472, in materia di “*Modifica el D. F. L. n° 458, de 1975, Ley General de Urbanismo y Construcciones, estableciendo normas relativas a la calidad de la construcción*”, Art. único, comma 4, in *Diario Oficial*, 16/09/1996.

⁵³ Ley del 8 noviembre 2005 n. 20071, in materia di “*Crea y regula el Registro Nacional de Revisores Independientes de obras de edificación*”, Título II, art. 3, 4, 5, 6, in *Diario Oficial*, 22/11/2005.

garantire la sicurezza e il rispetto della normativa per qualsiasi tipo di costruzione nonché di realizzare ed accelerare gli iter burocratici necessari per l'ottenimento di ciascun permesso necessario per l'esecuzione pratica di un'opera edilizia.

Nel 2008 si presentava la nuova norma NCh430.Of08 che andava a sostituirsi alla precedente 430/61 e si presentava come un'appendice al codice ACI318-05 specificando l'uso di entrambi i codici a seconda dei casi⁵⁴.

La norma NCh433.Of96 fu modificata alla fine del 2009 e da allora costituisce la vigente normativa antisismica cilena, seppur leggermente variata, ma considerata una delle più efficaci a livello mondiale. I cambiamenti sostanziali apportati da questa modifica, ad ogni modo, non sono molti: rimasero uguali lo spettro di progetto, la classificazione delle zone sismiche, le considerazioni sul tipo di suolo. Furono, però, aggiunti alcuni tipi ricorrenti di struttura ed altri fattori di modificazione della risposta R e R_0 al fine di avere una più completa descrizione e considerazione delle varie tipologie edilizie esistenti nel Paese⁵⁵.

L'immediatamente successivo sisma di Cauquenes suggerì modifiche sia alla NCh433.Of96 Mod. 2009 sia alla NCh430.Of08 con l'aggiunta alle stesse rispettivamente dei decreti d'emergenza n. 117 e n. 118 poiché, a causa del ridotto tempo di analisi (4 mesi) non fu possibile effettuare una valutazione della reale efficacia della nuova normativa antisismica. Il Decreto n. 117 impose un nuovo tipo di prove in-situ al fine di determinare la rigidezza effettiva del suolo nei suoi primi 30 m, modificò completamente la creazione dello spettro di progetto, in particolare per le strutture più flessibili ($T^* > 0,8$ s), introdusse lo spettro elastico degli spostamenti al fine di poter progettare lame di calcestruzzo armato in base alla domanda di spostamento relativo dei solai⁵⁶. Entrambi i decreti, comunque, modificarono in maniera importante i criteri di analisi e di progetto strutturale incorporando vari coefficienti di sicurezza e contribuendo, in tal modo, a rendere ancor più restrittiva la normativa.

Successivamente, però, nel novembre 2011 vengono pubblicati nel *Diario Oficial* i decreti n. 60 e n. 61 i quali derogano ai decreti n. 118 e n. 117.

⁵⁴ Cargaz Ingeniería Estructural, *Historia Normas NCh430 y NCh433*, 2017, URL: <http://www.cargaz.cl/2012/04/historia-normas-nch430-y-nch433/>, [16/12/2017].

⁵⁵ Norma Chilena Oficial NCh433.Of1996 modificata nel 2009, in materia di "*Diseño sísmico de edificios*".

⁵⁶ Decreto del 5 noviembre 2010 n. 117, in materia di "*Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*", art. 9, art. 12, art. 13, in *Diario Oficial*, 14/02/2011.

Nello specifico, il Decreto n. 61 introdusse una nuova categoria di suolo in quanto, precedentemente, la progettazione dell'armatura in fondazione poteva aumentare anche del 50% al passaggio della soglia tra una classe di suolo e la successiva, eliminò lo spettro di progetto introdotto con il Decreto n. 117 ritornando ad usare quello proposto nella normativa originale NCh433.Of96. Questo perché gli studi postumi sul terremoto del 27 febbraio 2010 riportarono che gli edifici che furono affetti da danni strutturali importanti erano stati mal progettati a livello di fondazioni e con errori nella valutazione delle proprietà del terreno, quindi si ritenne che i miglioramenti già apportati alla normativa in campo geotecnico nel 2009 fossero sufficienti a garantire una miglior progettazione per il futuro. Ad ogni modo, nella genesi dello spettro di progetto viene introdotto un fattore S legato al tipo di suolo. Infine, fu ricalibrato lo spettro elastico degli spostamenti aggiungendovi un fattore di amplificazione C_d^* , le cui equazioni furono il risultato di un'impostazione analitica dei valori dello spettro elastico degli spostamenti ottenuti dai registri del sisma del 27 febbraio 2010⁵⁷.

Con queste ultime modifiche le due normative attualmente vigenti sono considerate complete e tengono conto principalmente dei risultati ottenuti dalle analisi realizzate sugli edifici che subirono danni di qualsiasi tipo nel sisma del 27 febbraio 2010.

Nel 2016 fu aggiornata, infine, la norma tecnica NCh170Of.85 che disponeva requisiti minimi, direttive d'uso, conservazione, confezionamento, trasporto e cassetta di calcestruzzi semplici o armati di densità compresa fra 2.000 e 2.800 kg/m³, ovvero quelli di uso più comune nel campo delle costruzioni.

1.5 La normativa per costruzioni antisismiche in Italia oggi

La normativa che regola qualsiasi tipo di opera edilizia ed infrastrutturale nel territorio italiano è, come detto, il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", noto anche con la sigla "NTC 2008". In questo paragrafo verranno riassunte le disposizioni che essa detta relativamente alla progettazione e verifica a fini antisismici. Correlate a questo tema sono anche la circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011

⁵⁷ Decreto del 2 novembre 2011, n. 61 in materia di "Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto n° 117, de 2010", art. 6, art. 12, art. 13, in *Diario Oficial*, 13/12/2011.

“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” alle quali verrà fatto riferimento.

Tra i principi fondamentali su cui si basa questa normativa vi è l’obbligo di progettare qualsiasi struttura al fine di non consentire il superamento di determinati stati limite, i quali vengono chiaramente definiti e raggruppati sotto i titoli di “stati limite ultimi (SLU)” e “stati limite di esercizio (SLE)”. Il primo rappresenta le condizioni nelle quali la struttura eviterebbe crolli, dissesti totali o parziali, perdita di vite umane, perdita di beni, gravi danni ambientali o sociali; un suo superamento viene definito collasso. Il secondo, invece, rappresenta la capacità di mantenere le condizioni di servizio per le quali la struttura è stata progettata e un suo superamento potrebbe essere reversibile o meno.

Alla base della verifica della sicurezza di una struttura sta il metodo semiprobabilistico agli stati limite, il quale fondamentalmente, per ciascuno stato limite ultimo, pone il confronto fra la resistenza di progetto, calcolata con i valori nominali delle grandezze geometriche interessate e delle proprietà dei materiali utilizzati, sempre appositamente modificati da svariati coefficienti di sicurezza, e il valore di progetto dell’effetto delle azioni, sovrapposte tra loro in diverse combinazioni tenendo in considerazione vari fattori. Con tali approssimazioni vengono controllate ed incluse nel progetto le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all’affidabilità del modello di calcolo. Per quanto concerne, invece, gli stati limite di esercizio la sicurezza viene posta controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. In ogni caso, il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, per lungo tempo usato in Italia, oggi è concesso solo ed esclusivamente per costruzioni tipo 1 e 2, di classi d’uso I e II, in zona sismica 4. Va precisato che con l’entrata in vigore delle NTC 2018, questo metodo non sarà più ammesso, in nessun caso, in tal senso la normativa italiana si è allineata agli Eurocodici.

Importanti in fase di progettazione sono anche i temi relativi alla vita nominale dell’edificio ossia per quanto tempo, con le dovute manutenzioni, la struttura debba mantenere le condizioni per cui è stata progettata, tema questo che è direttamente dipendente dalla classe d’uso che rappresenta l’indice dell’affollamento dell’edificio o della sua pericolosità per l’ambiente.

L’azione sismica da considerare in fase di verifica del rispetto degli stati limite dipende dalla pericolosità sismica di base del sito la quale è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero, con superficie topografica orizzontale e suolo rigido a_g , nonché dalle ordinate dello spettro di risposta elastico in

accelerazione $S_e(T_I)$, in base a determinate probabilità di eccedenza dello stato limite in oggetto P_{VR} all'interno del periodo di riferimento V_R . Le forme spettrali dipendono da tre fattori:

- l'accelerazione orizzontale massima del sito a_g ;
- il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 ;
- il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale T^*_C ;

Il suolo è considerato direttamente implicato nella determinazione dello spettro e viene suddiviso in cinque categorie in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio ed alla stratigrafia del sottosuolo da cui dipende il parametro S_S , e da quattro categorie in base alla pendenza della superficie da cui dipende il parametro S_T . Questi due parametri, moltiplicati fra loro, danno come risultato il coefficiente di sottosuolo S . Per suoli con velocità di propagazione inferiore ai 100 m/s o suscettibili di liquefazione non vale la suddivisione precedente e sono richiesti studi più approfonditi. L'aggiornamento alle NTC 2018 rende questo tema maggiormente dettagliato.

La genesi dello spettro elastico di risposta, a seconda del periodo di vibrazione della struttura T , è definita dalle seguenti equazioni, dove i valori di a_g ed F_0 variano a seconda della probabilità di superamento scelta, quindi in base allo stato limite per il quale si sta progettando:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] , \quad (1.5.1)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 , \quad (1.5.2)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) , \quad (1.5.3)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) , \quad (1.5.4)$$

dove:

S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;

T è il periodo di vibrazione della struttura;

S è il coefficiente di sottosuolo e di condizione topografica dato da $S = S_S \cdot S_T$ definito il primo nella Tab. 3.2.V e il secondo nella Tab. 3.2.VI delle NTC 2008

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscoso ξ convenzionali diversi dal 5%.

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro dato da $T_C = C_C \cdot T^*_C$ dove C_C è un fattore dipendente dal tipo di sottosuolo e definito nella Tab. 3.2.V delle NTC 2008;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro ed è dato da $T_B = T_C/3$;

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro ed è dato da $T_D = 4,0 \cdot (a_g/g) + 1,6$.

L'azione sismica viene valutata in tre componenti, due orizzontali lungo le direzioni principali della struttura, le quali utilizzano lo spettro appena descritto, e una verticale che utilizza uno spettro di risposta elastico differente le cui equazioni sono descritte al § 3.2.3.2.3 delle NTC 2008. La normativa fornisce anche le equazioni dello spettro elastico in spostamento, del massimo spostamento orizzontale e della massima velocità orizzontale del suolo.

Lo spettro elastico di progetto, che corrisponde allo spettro di risposta riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , è dato dalle stesse equazioni definite per lo spettro di risposta elastico, sostituendo η con $1/q$ dove q è il fattore di struttura definito al capitolo 7 delle NTC 2008.

L'uso di accelerogrammi è ammesso tanto per la progettazione quanto per la verifica strutturale, siano essi naturali, artificiali o simulati, purché l'ordinata media non differisca per più del 10% da quella dello spettro di risposta elastico corrispondente al sito, il periodo preso in considerazione non sia inferiore a 25 secondi e comunque il gruppo di accelerogrammi scelti sia rappresentativo della sismicità del sito.

Le strutture possono essere progettate secondo due classi di duttilità: alta (CD "A") e bassa (CD "B"). Al fine di ottenere un comportamento dissipativo dell'edificio per ciò che riguarda i cicli di isteresi ai quali sono soggetti gli elementi resistenti, è fondamentale progettare nel rispetto della gerarchia delle resistenze prevedendo quali siano i nodi e i punti critici della struttura così da poter garantire ad essi il corretto grado di duttilità per permettere un'adeguata curvatura di ciascuna sezione. L'obiettivo imprescindibile è che le zone critiche si formino esattamente ove previsto e mantengano, sotto azioni cicliche,

la capacità di trasmettere le sollecitazioni e deformarsi dissipando energia. Tale situazione si verifica nel caso in cui l'intera struttura possieda un'adeguata sovraresistenza la quale è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un coefficiente γ_{Rd} che assume valori di 1,3 per costruzioni in CD "A" e 1,1 per costruzioni in CD "B", in seguito ridefiniti in maniera più specifica in § 7.2.2, Tab. 7.2.I delle nuove NTC 2018. Al § 7.1 delle NTC 2018 sono stati introdotti anche i concetti di "capacità" e "domanda" in termini di rigidità, resistenza e duttilità manifestate e richieste in base ad un determinato insieme di azioni ed al § 7.2.2 è stata introdotta la procedura da seguire per la progettazione in capacità allo scopo di assicurare alla struttura un comportamento duttile.

La distanza tra costruzioni contigue, al fine di evitare fenomeni di martellamento, non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo stato limite di salvaguardia della vita, calcolati per analisi lineare o non lineare; non può essere inferiore all'1% della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S/0,5g \leq 1$.

L'altezza massima di costruzioni in legno e in muratura che non possano accedere a riserve plastiche della struttura, ricadenti in zona sismica 1, è limitata a due piani dal piano di campagna e il solaio di copertura non può essere calpestio di un volume abitabile, per le altre zone l'altezza massima varia in funzione della capacità dissipativa della struttura e della sismicità del sito. Per quanto riguarda le strutture in calcestruzzo armato o in acciaio l'altezza è determinata solo in base alle capacità resistenti e deformative.

Il § 7.2.3 fornisce le indicazioni per la progettazione degli elementi strutturali secondari e non strutturali. I primi in particolare, nonostante siano progettati per resistere alla sola azione verticale, devono comunque essere in grado di resistere e trasmettere l'azione sismica di progetto.

In seguito, il § 7.2.5 dà le direttive e i requisiti per la corretta progettazione degli elementi di fondazione ed i rispettivi collegamenti.

La normativa è esaustiva nel descrivere i criteri di cui è necessario tenere conto al momento della definizione del modello strutturale, sia esso da sottoporre a calcolo manuale o al calcolatore.

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere di due tipi in base al fatto che si tengano o meno in conto le non linearità dei materiali e della geometria. L'analisi lineare può essere utilizzata sia per sistemi non dissipativi, sia per sistemi dissipativi. Nel

primo caso gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati facendo riferimento ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura unitario ($q = 1$). Qualora invece si utilizzasse l'analisi lineare per sistemi dissipativi, in ogni caso, il fattore di struttura sarebbe maggiore dell'unità ($q > 1$). La resistenza dei nodi dev'essere calcolata tenendo in considerazione i requisiti di duttilità che la struttura necessita, come detto precedentemente. Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati, tenendo in conto anche le non linearità del materiale. Esso è dato dall'equazione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad , \quad (1.5.5)$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_l tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione, i suoi valori sono definiti nella Tab. 7.4.I delle NTC 2008;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_l , possono assumersi i valori descritti al § 7.4.3.2. Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_l pari alla media tra 1,0 ed i valori forniti per le diverse tipologie costruttive. Per l'azione verticale, invece, il fattore di struttura è sempre $q = 1,5$ tranne nel caso di ponti in cui è $q = 1$.

Come è facile da intendere, la scelta del fattore di struttura reca delle conseguenze importanti sul nostro modello di calcolo, per cui è fondamentale giustificare adeguatamente la sua scelta.

Le non linearità geometriche si considerano, qualora fosse necessario attraverso il fattore θ . Per le costruzioni civili ed industriali queste possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1 \quad , \quad (1.5.6)$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;
 d_r è la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Se θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti della non linearità geometrica vengono considerati incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1 - \theta)$. In ogni caso θ non può mai essere maggiore di 0,3.

L'analisi non lineare, invece, si utilizza solo per sistemi dissipativi tenendo in conto le non linearità del materiale e della geometria, quest'ultima soggetta alle condizioni descritte poco sopra.

I tipi di analisi si suddividono ulteriormente in statica e dinamica. In un'analisi statica lineare l'azione sismica, generata sotto forma di spettro di risposta elastico è tradotta fisicamente in una serie di forze statiche equivalenti, applicate nel centro di massa di ciascun orizzontamento della struttura con intensità crescente dal piano terra alla sommità dell'edificio secondo la formula:

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j (z_j \cdot W_j)} , \quad (1.5.7)$$

dove:

$F_h = (S_d(T^*) \cdot W \cdot \lambda) / g$, Forza orizzontale totale equivalente all'azione sismica di progetto;

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, della massa i e della massa j ;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente che vale 0,85 se l'edificio ha almeno tre orizzontamenti e $T_I < 2 \cdot T_C$, e 1,00 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Gli effetti di torsione accidentale, nel caso in cui le masse e le rigidità laterali siano distribuite simmetricamente in pianta, viene tenuta in considerazione mediante il calcolo del fattore δ che aumenta la porzione di forza che ciascun elemento resistente va a sopportare secondo la formula:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} , \quad (1.5.8)$$

dove:

x è la distanza fra il baricentro dell'elemento resistente e il centro di massa del piano, misurata in direzione ortogonale alla direzione dell'azione sismica;

L_e è la distanza fra i baricentri dei due elementi più distanti nel piano.

Questo tipo di analisi è utilizzabile tanto nei sistemi dissipativi quanto in quelli non dissipativi purché si tratti di edifici la cui risposta sismica, in entrambe le direzioni, non dipenda particolarmente dai modi di vibrare superiori.

Nell'analisi statica non lineare le forze statiche sono comunque applicate a ciascun piano della struttura e danno come risultante il taglio alla base (F_b), venendo in seguito scalate al fine di farle crescere monotonamente in entrambe le direzioni fino al raggiungimento del collasso locale o globale mentre in un punto di controllo (corrispondente al centro di massa dell'ultimo livello) viene misurato lo spostamento orizzontale d_c in modo tale da poter generare il diagramma $F_b - d_c$ che rappresenta la curva di capacità della struttura. Questo tipo di analisi è utile per valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 , per verificare l'effettiva domanda inelastica di strutture progettate con il fattore di struttura q , per verificare la capacità di strutture esistenti e per progettare strutture che tengano conto della non linearità dei materiali e della geometria.

L'analisi dinamica lineare, metodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica sia sui sistemi dissipativi, sia sui sistemi non dissipativi, è l'analisi modale spettrale la quale consiste nella determinazione dei modi di vibrare della struttura, nel calcolo degli effetti dell'azione sismica a mezzo di spettro di risposta di progetto per ciascun modo di vibrare che includa almeno il 5% della massa partecipante per un numero di modi la cui somma delle masse partecipanti corrisponda almeno all'85% e, infine, la combinazione tra i modi e gli effetti data dalla formula:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} , \quad (1.5.9)$$

dove:

E_i ed E_j sono i valori degli effetti rispettivamente del modo i e j ;

ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j definito attraverso il metodo CQC (combinazione quadratica completa). In alternativa all'analisi modale è accettata anche un'integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, soluzione valida solo per strutture non dissipative.

L'analisi dinamica non lineare, infine, modella l'azione sismica integrando le equazioni del moto e attraverso l'uso di accelerogrammi ed è utilizzabile solo per strutture non dissipative. Il suo scopo è quello di poter effettuare un rapporto fra la domanda di duttilità per l'azione sismica imposta e l'effettiva disponibilità dell'edificio nonché di verificare che non si sviluppino comportamenti fragili della struttura. Al fine di valutare le differenze in termini di sollecitazioni globali, l'analisi dinamica non lineare deve sempre essere confrontata con un'analisi modale spettrale. Nel caso in cui la struttura sia sismicamente isolata alla base, questo tipo di analisi è obbligatorio.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti la NTC 2008 definisce gli interventi in tre categorie:

- Interventi di adeguamento si prefiggono l'obiettivo di raggiungere gli standard di sicurezza richiesti dalle norme;
- Interventi di miglioramento hanno lo scopo di aumentare il livello di sicurezza strutturale anche se non conseguono gli standard richiesti dalle norme;
- Riparazioni o interventi locali che in ogni caso migliorino le condizioni strutturali rispetto allo stato di fatto precedente.

In seguito, al § 8.5 viene descritta la procedura per la valutazione della sicurezza di strutture storiche o che hanno subito danni a causa di sismi o altri eventi tenendo in considerazione tre livelli di conoscenza (LC) del manufatto in base alla documentazione e alle indagini che è possibile svolgere o reperire, i quali sono determinanti per i valori dei fattori di confidenza che inficiano in maniera importante le caratteristiche di resistenza dei materiali attraverso le quali viene poi condotta l'analisi come spiegato nella Tab. C8A.2.1 della circolare n. 617 del 2 febbraio 2009.

Infine, l'allegato A alle NTC 2008 definisce dettagliatamente come valutare l'azione sismica, mentre l'allegato B fornisce in forma tabulare i tre parametri necessari alla valutazione per l'intera superficie nazionale.

Le NTC, da ormai quasi 8 anni sono in fase di revisione, la Commissione Europea si è espressa a favore della promulgazione del nuovo testo che è stato pubblicato in Gazzetta Ufficiale il 20 febbraio 2018. Di seguito un elenco dei principali cambiamenti che avverranno per quanto concerne il tema della sismica⁵⁸:

⁵⁸ Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, in materia di "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»", in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 42, 20/02/2018.

- La definizione dei coefficienti di combinazione dei carichi è più precisa ed è stato omesso il § 2.5.3 che andava in parte a contraddire la Tab. 2.6.I.
- Al § 3.1.4 viene fatta una distinzione più netta fra i carichi verticali uniformemente distribuiti, i carichi verticali concentrati e i carichi orizzontali, oltre a cambiare il nome degli attuali “carichi variabili” in “sovraccarichi”, più in linea con gli Eurocodici.
- Al § 4.1.2.3.4.2 è spiegato il calcolo della duttilità in curvatura $\mu\phi$, oltre alla definizione del momento resistente in campo sostanzialmente elastico M'_{yd} che verrà richiamato al capitolo 7 per tutti gli elementi strutturali e di fondazione che verranno analizzati con comportamento non dissipativo.
- Scompare la zonazione sismica e ad ogni sito in base alle proprie coordinate corrisponderà un valore di a_g o $a_g \cdot S$.
- Il fattore di struttura q si utilizza anche per le analisi allo stato limite di danno (SLD).
- Le strutture non dissipative sono considerate quelle le cui membrature e collegamenti mantengono un comportamento “elastico o sostanzialmente elastico”.
- Elementi secondari e non strutturali devono comunque resistere alla peggior condizione sismica possibile, ovvero lo stato limite di collasso (SLC).
- Viene aumentato il livello di dettaglio descrittivo delle varie tipologie di struttura al fine di poter scegliere accuratamente il valore del fattore di struttura q .
- Il fattore di struttura per costruzioni non dissipative può arrivare fino a 1,5.
- Per l'analisi statica lineare il periodo proprio della struttura non è più stimato in $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ bensì in $T_1 = 2 \cdot d^{1/2}$ dove d è lo spostamento orizzontale in sommità dell'edificio in base ad una determinata combinazione di carico.
- Vengono definiti meglio i casi in cui va applicata l'analisi statica non lineare e riviste le varie distribuzioni delle forze di piano.
- Sono state ridefinite le verifiche degli elementi strutturali, non strutturali e degli impianti in funzione dello stato limite considerato e della classe d'uso.
- La verifica della duttilità è stata ampiamente rivista sia in termini esecutivi sia per quanto riguarda i casi in cui è richiesta.
- Sono stati modificati ed aggiunti dettagli costruttivi per i nodi e per le pareti.

- La resistenza a taglio della muratura dipende ora, quasi solo dalla malta e non più dalla resistenza caratteristica a compressione.
- Viene introdotto il parametro ζ_E che rappresenta il rapporto tra l'azione sismica che sopporta attualmente la struttura in esame e quella che sopporterebbe una struttura di nuova concezione. In particolare, nel caso di intervento di miglioramento per le classi d'uso II e III, fatta eccezione per le scuole, il valore di ζ_E dev'essere maggiore del 10%, mentre per le scuole e gli edifici di classe d'uso IV il ζ_E richiesto è più del 60% e qualora fossero impiegati isolatori sismici ci si aspetta $\zeta_E = 100\%$. Anche per l'adeguamento, ogni tipo di intervento richiede il raggiungimento di un preciso valore di ζ_E . Sono state introdotte delle verifiche anche per gli interventi locali o di riparazione. Ciò comporta un abbassamento delle pretese della normativa nei confronti degli interventi svolti, al fine di innalzare il numero di realizzazioni su scala nazionale sviluppando, in tal senso, un incentivo a preservare il patrimonio esistente.

1.6 La normativa per costruzioni antisismiche in Cile oggi

La NCh433 è nata, si è evoluta e continua ad operare perseguendo l'obiettivo di disporre le direttive per la progettazione e realizzazione di strutture che non presentino alcun tipo di danno in caso di eventi sismici di moderata intensità, limitino il più possibile i danni agli elementi non strutturali in caso di eventi sismici di media intensità, possano presentare danni strutturali purché sia sempre scongiurata la possibilità di collasso dell'edificio o parte di esso in caso di eventi sismici di intensità eccezionalmente severa. L'analisi per determinare gli sforzi interni dovuti all'azione sismica si deve basare su un comportamento lineare elastico della struttura così come quella per la valutazione di altri carichi agenti combinati con essa. La progettazione degli elementi strutturali può avvenire alle tensioni ammissibili o con il metodo di comparazione tra fattori di carico e di resistenza, a seconda di quanto specificato nelle normative tecniche di ciascun materiale. I principi e le basi sulle quali si fonda questa normativa sono i seguenti: i sistemi strutturali ammessi sono a telaio, a pareti, o misti. Le masse da tenere in conto per l'analisi e la verifica strutturale corrispondono al 100% dei carichi permanenti più una percentuale dei sovraccarichi d'uso che va da un minimo del 25% per gli edifici residenziali ad un minimo del 50% per edifici di importanza e uso maggiore. I diaframmi devono essere sufficientemente rigidi per poter distribuire le forze inerziali ai piani e agli elementi

resistenti, in caso contrario dovranno essere tenuti in considerazione i gradi di libertà aggiuntivi che la flessibilità di questi comporta. Edifici di forma in pianta particolare quali

L, H, T, U, ecc., devono essere progettati come un'unica struttura, ponendo particolare attenzione ai dettagli di nodi, connessioni e solai nell'obiettivo che questa si comporti in maniera uniforme di fronte ad un sisma.

I due metodi di analisi ammessi sono l'analisi statica e l'analisi modale spettrale, con alcune limitazioni.

Le strategie con le quali tale normativa si preponde di conseguire questi obiettivi si possono raggruppare in alcuni capisaldi:

Il territorio cileno si considera suddiviso, lungo tutta la sua estensione longitudinale in tre zone sismiche (Fig. 1.6.1) a ciascuna delle quali corrisponde un diverso valore di accelerazione massima del suolo A_0 che è direttamente partecipante nella genesi dello spettro di progetto e del coefficiente sismico C . In particolar modo, la zona 1, che percorre grosso modo la cordigliera delle Ande, possiede un'accelerazione massima del suolo di $A_0 = 0,20 g$, alla zona 2 corrisponde $A_0 = 0,30 g$ mentre la zona 3, costiera, risulta essere quella con la maggior accelerazione del suolo $A_0 = 0,40 g$.

Il tipo di terreno o stratigrafia sulla quale poggiano le fondazioni dell'edificio si divide in 5 categorie, suddivise in lettere dalla A alla E, ciascuna delle quali definisce 5 parametri (S, T_0, T', n, p) i quali influenzano direttamente il coefficiente sismico

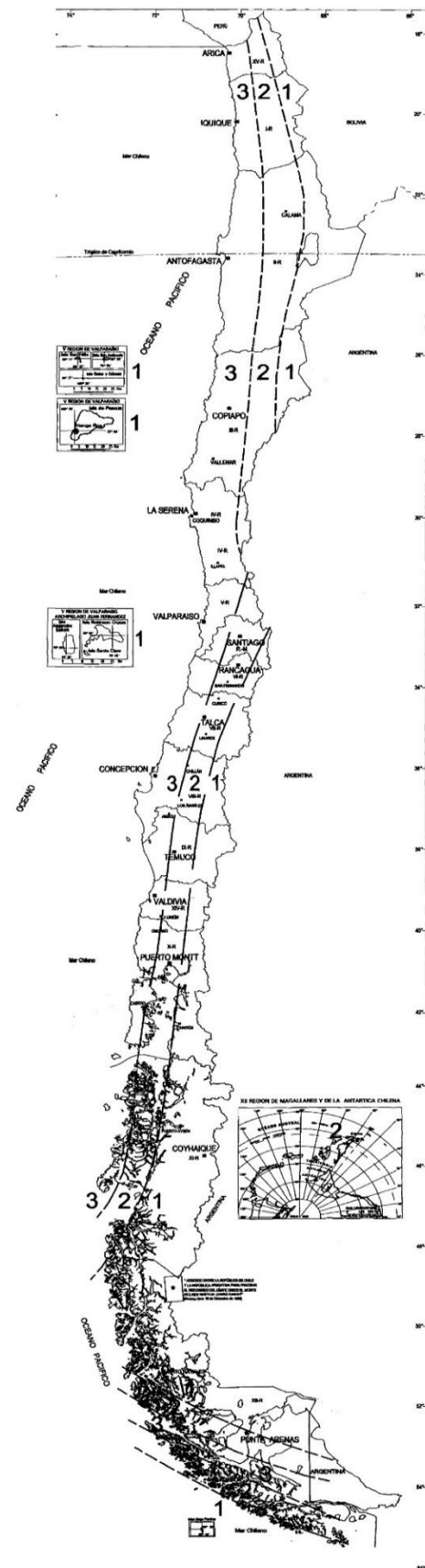


Fig. 1.6.1 – Zonazione sismica del Cile

C , il coefficiente di amplificazione α e di riduzione R^* dello spettro elastico di progetto. Esistenti nella normativa tecnica cilena solo dal 1996, le considerazioni sull'importanza del sottosuolo, probabilmente, sono quelle che oggi risultano più determinanti di tutte. Il tipo di opera viene classificato anche in base all'occupazione che esso può avere in conseguenza del grado di importanza, distinto in quattro categorie delle quali ciascuna determina un differente valore del cosiddetto indice di importanza, uso e rischio di crollo I , un altro dei fattori che determinano lo spettro di progetto, dato dalla formula:

$$S_a = \frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*}, \quad (1.6.1)$$

in cui α è dipendente dalla variabile T_n , periodo di oscillazione della struttura per ciascun modo di vibrare.

Si può notare come anche il fattore di riduzione dell'accelerazione spettrale R^* sia, come fa chiaramente intendere il nome, direttamente coinvolto nella formula dello spettro elastico di progetto. Tale fattore dipende dal terreno (T_0), dal periodo proprio con maggior massa traslazionale nella direzione di analisi T^* , ma soprattutto dal fattore di modificazione della risposta strutturale R_0 (o R nel caso di analisi statica), quest'ultimo assume diversi valori a seconda del tipo di struttura che si prenda in considerazione e ha lo scopo di stimare la capacità di questa di dissipare energia in campo inelastico. Ciò comporta, chiaramente, una riduzione della domanda elastica in base all'ipotesi che la struttura possieda un'adeguata duttilità in modo tale da permettere le deformazioni necessarie per dissipare in campo inelastico l'energia che le impone il sisma di progetto. Dalla sua prima apparizione in normativa, il fattore R è sempre stato motivo di dibattito scientifico, in quanto in molti sostenevano la tesi secondo cui questo fattore non potesse avere la stessa influenza in strutture dal periodo proprio basso e, proposero che la risposta strutturale dovesse essere valutata come una funzione del periodo proprio della struttura, da cui nacque il fattore R^* che, come si è visto, oggi appare nella genesi dello spettro elastico di progetto. Inoltre, va tenuto in conto che se l'edificio ha solai, elementi strutturali o sistemi resistenti di materiali differenti o essi stessi distinti nelle due direzioni di analisi, questa andrà condotta utilizzando il valore di R minore fra quelli utilizzati. La struttura dovrà essere analizzata, come minimo, per azioni sismiche agenti su ciascuna delle due direzioni orizzontali perpendicolari alla struttura. Balconi, terrazze ed elementi a sbalzo in generale devono essere progettati per resistere ai carichi verticali permanenti e ai sovraccarichi d'uso, entrambi aumentati del 30%.

Gli spostamenti orizzontali e le rotazioni dei diaframmi di piano devono essere calcolati secondo le azioni sismiche di progetto e tenendo conto anche degli effetti delle torsioni accidentali. Lo spostamento di interpiano, misurato nel centro di massa, non dev'essere maggiore dell'altezza di piano moltiplicata per 0,002, mentre lo spostamento di interpiano misurato in qualsiasi altro punto dell'edificio non deve differire per più del 1% dell'altezza di interpiano rispetto allo spostamento misurato nel centro di massa. Nel caso in cui non siano presenti diaframmi rigidi si considera il limite del 2% dell'altezza di interpiano per le catene o elementi di contrasto fra muri perimetrali paralleli sui quali agisce in maniera perpendicolare la forza sismica.

Il fattore R^* rientra in gioco nelle considerazioni sulla distanza minima fra edifici o corpi dello stesso edificio che non siano progettati come uniti o interconnessi in quanto questa, ad ogni livello, non può essere minore di $\frac{2}{3} \cdot R^*$ volte lo spostamento di ciascun piano calcolato con i metodi di analisi descritti, né al 4% dell'altezza dell'interpiano considerato, né a 3 cm.

Qualsiasi sia il metodo di analisi utilizzato, si deve considerare un modello strutturale con un minimo di tre gradi di libertà per piano, due spostamenti orizzontali e una rotazione attorno all'asse verticale della struttura.

Il metodo dell'analisi statica si può usare solo nelle seguenti condizioni:

- Tutte le strutture di categoria d'uso I e II che si trovino in zona sismica 1
- Tutte le strutture inferiori a 5 piani e di altezza non superiore a 20 m.
- Le strutture da 6 a 15 piani che soddisfino le seguenti condizioni per ogni direzione di analisi:
 - Il rapporto fra l'altezza totale dell'edificio h e i periodi dei modi con maggior massa traslazionale equivalente nelle due direzioni sia uguale o superiore a 40.
 - Il sistema di forze sismiche orizzontali del metodo statico dev'essere tale per cui le gli sforzi di taglio e momento a ciascun livello non differiscano per più del 10% rispetto al risultato ottenuto attraverso un'analisi modale spettrale con lo stesso taglio alla base.

Ad ogni modo, se queste ultime due ipotesi sono verificate e il taglio alla base che si ottiene risulta minore di quello che si calcola con la formula che segue dovranno essere moltiplicate per un fattore che permetta di eguagliare tale valore o superarlo.

Il valore del taglio alla base Q_0 è determinato dalla formula:

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P \quad , \quad (1.6.2)$$

dove:

C è il coefficiente sismico;

I l'indice di importanza, uso e rischio di crollo definito nella Tab. 6.1 della NCh433;

P il peso totale dell'edificio alla base definito sopra come tutti i carichi permanenti più una porzione dei carichi accidentali;

C viene calcolato nella seguente maniera:

$$C = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad , \quad (1.6.3)$$

dove:

A_0 è l'accelerazione massima del suolo definita nella Tab. 6.2 della NCh433;

S , n e T' sono parametri relativi al tipo di suolo definiti al § 12.3 del Decreto n. 61/2011;

R il fattore di riduzione definito nella Tab. 5.1 della NCh433;

T^* il periodo del modo con maggior massa traslazionale nella direzione di analisi.

Ad ogni modo il valore di C non può mai essere inferiore a $(A_0 \cdot S)/6g$ e non ha motivo di essere maggiore di quello indicato nella Tab. 6.4 della NCh433 il quale può assumere valori minori a quelli indicati nel caso la struttura resistente sia a pareti o mista.

L'analisi per torsione accidentale impone di applicare dei momenti torcenti ad ogni piano calcolati applicando un'eccentricità accidentale rispetto al centro di massa, da moltiplicarsi a ciascuna delle forze statiche equivalenti agenti su ogni piano:

$$\pm 0,10 \cdot b_{ky} \cdot \frac{z_k}{h} \quad \text{per il sisma in direzione } x;$$

$$\pm 0,10 \cdot b_{kx} \cdot \frac{z_k}{h} \quad \text{per il sisma in direzione } y;$$

dove b è il lato massimo dell'edificio nelle due direzioni, a ciascun piano. L'analisi modale spettrale è applicabile a quelle strutture che presentino i modi normali di vibrazione classici con ammortizzamento modale dell'ordine del 5% dell'ammortizzamento critico.

Si devono includere nell'analisi tutti i modi di vibrare in ordine crescente di frequenza propria che siano necessari affinché la somma delle masse equivalenti per ciascuna delle due azioni sismiche sia maggiore o uguale al 90% della massa totale.

L'effetto della torsione accidentale può essere considerato sia nel modo spiegato nel paragrafo precedente, sia traslando orizzontalmente i centri di massa di ciascun piano di $\pm 0,05 \cdot b_{kx}$ e $\pm 0,05 \cdot b_{ky}$ a seconda della direzione d'azione del sisma. In generale la torsione

accidentale può essere trascurata qualora si ottengano variazioni degli spostamenti orizzontali in qualsiasi punto dell'edificio minori o uguali al 20% rispetto al risultato ottenuto dal modello con i centri di massa nella loro naturale ubicazione.

Lo spettro elastico di progetto, come detto, è dato dalla formula:

$$S_a = \frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*} , \quad (1.6.4)$$

dove:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} , \quad (1.6.5)$$

in cui:

T_n è il periodo di vibrazione del modo n ;

T_0 e p sono valori legati al tipo di suolo di fondazione elencati nella Tab. 6.3 della NCh433.

Il fattore di riduzione R^* è dato dalla formula:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}} , \quad (1.6.6)$$

in cui:

T^* è il periodo del modo con maggior massa traslazionale equivalente nella direzione di analisi;

R_0 è il valore di modificazione della risposta per l'analisi modale spettrale definito nella Tab. 5.1 della NCh433.

Per edifici a pareti resistenti il fattore R^* può essere calcolato con la formula:

$$R^* = 1 + \frac{N \cdot R_0}{4 \cdot T_0 \cdot R_0 + N} , \quad (1.6.7)$$

in cui:

N è il numero di piani dell'edificio.

Ovviamente è poi necessaria la sovrapposizione dei contributi di ciascun modo di vibrare secondo la formula:

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot X_i \cdot X_j} , \quad (1.6.8)$$

in cui i coefficienti di accoppiamento modale ρ_{ij} si determinano attraverso il metodo CQC o CQC con rumore bianco filtrato a seconda del tipo di suolo.

Per quanto riguarda la genesi dello sforzo di taglio alla base la formula è quella descritta precedentemente, se dovesse risultare minore di $(A_0 \cdot I \cdot P)/6g$ gli spostamenti, le rotazioni dei diaframmi orizzontali e le sollecitazioni sugli elementi strutturali si devono moltiplicare per un fattore tale per cui possa essere raggiunto come minimo tale valore dello sforzo di taglio alla base. Inoltre, la componente dello sforzo di taglio alla base nella direzione dell'azione sismica non ha bisogno di essere maggiore di $I \cdot C_{max} \cdot P$, dove C_{max} è definito nella Tab. 6.4 della NCh433. Qualora lo sforzo di taglio alla base superi il suddetto valore è possibile ridurre le sollecitazioni sugli elementi strutturali moltiplicandole per un fattore opportuno.

Gli ultimi due capitoli (7 e 8) della normativa riportano indicazioni sulla progettazione delle fondazioni e sulla progettazione di elementi secondari che interagiscono direttamente con la struttura resistente quali pareti interne, strutture a sbalzo, relativi ancoraggi e carichi concentrati.

L'allegato A dà delle disposizioni informative in merito alla valutazione del danno sismico e il recupero strutturale, in particolare definisce quest'ultimo come "riparazione" quando ad una struttura danneggiata viene restituita almeno la sua capacità resistente originale, mentre si denomina "rinforzo" l'operazione atta ad aumentare il grado di sicurezza, sia essa danneggiata o meno, fino ad un livello predeterminato più elevato dello stato di fatto.

Particolare è la specificazione in cui, al § A.2.4, la norma stabilisce che la Direzione delle Opere Municipali, con il parere concordante di almeno un professionista tecnico specializzato, possa decidere per la demolizione di qualsiasi edificio che abbia subito gravi danni in seguito ad un terremoto, qualora questo presenti la possibilità di collasso o comunque di pericolo per delle vite umane o beni circostanti.

Per le strutture strategiche (categoria IV) è obbligatoria una revisione ogni 10 anni per accertare che conservi tutti i requisiti della NCh433.

L'allegato B elenca le norme di riferimento e i casi a cui rifarsi qualora si verificassero delle condizioni non sufficientemente specificate nella NCh433 mentre l'allegato C, con il quale si chiude la normativa, dà alcune direttive sull'analisi delle spinte del terreno sui muri dei piani interrati. Per quanto concerne la progettazione antisismica a mezzo di isolatori, il legislatore ha preferito redigere una normativa specifica: la NCh2745Of.2003.

1.7 I processi progettuali delle due normative a confronto

Comparando le due normative per capitoli si inizia con il dire che gli stati limite nella normativa italiana sono il principale discriminante per quanto riguarda la progettazione e la verifica di una struttura. Essi infatti stabiliscono una serie di gradi di resistenza che il singolo elemento strutturale, non strutturale, ogni parte della costruzione e la stessa struttura resistente sono preposti a non superare. Gli stati limite si suddividono principalmente in “stati limite di esercizio” e “stati limite ultimi”, ulteriormente suddivisi in molteplici categorie più specifiche rispettivamente ai §§ 2.2.1 e 2.2.2 delle NTC 2008. I primi includono i casi superati i quali l’edificio o parte di esso non è più atto a garantire i servizi per cui è stato progettato, i secondi quelli per cui la struttura non garantisce più i livelli di sicurezza minimi per il proprio usufrutto.

La normativa cilena prevede un unico stato limite che pone tre condizioni generiche di requisiti richiesti alla struttura:

- L’edificio deve resistere a sismi di intensità moderata;
- L’edificio può subire dei danni limitati agli elementi non strutturali per sismi di media intensità;
- L’edificio può presentare danni purché eviti il collasso durante sismi di intensità eccezionalmente elevata. (§ 5.1.1 NCh433)

È inoltre specificato che gli sforzi interni agli elementi vanno calcolati per un comportamento lineare elastico della struttura (§ 5.1.2 NCh433) ed il dimensionamento degli elementi strutturali si basa sulle norme tecniche di ciascun materiale da costruzione, ad esempio per il calcestruzzo armato si utilizza il rapporto fra il carico e la resistenza mentre per l’acciaio il metodo alle tensioni ammissibili.

La questione del metodo di calcolo più adeguato è stata al centro del dibattito scientifico italiano per tutti gli anni ’90, fino a decretare il metodo semiprobabilistico agli stati limite come ufficiale, in questo modo le NTC si approssimarono maggiormente anche agli Eurocodici. In altri Paesi del mondo, tra cui il Cile, invece, il metodo alle tensioni ammissibili è ancora considerato e correntemente utilizzato.

Le costruzioni soggette all’azione sismica in Italia devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- Dissipativo
- Non dissipativo

Nel primo caso, cui si fa riferimento per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche combinate con altre azioni agenti sulla struttura vengono calcolate tenendo in considerazione, sempre, le non linearità dei materiali e, quando siano rilevanti, anche quelle geometriche. Inoltre, il modo in cui si considerano le non linearità del materiale dipende dalla tipologia strutturale.

Nel secondo caso, cui invece si fa riferimento per gli stati limite di esercizio, queste non linearità non vengono prese in considerazione.

Nel caso di strutture con comportamento dissipativo viene fatta un'ulteriore distinzione in costruzioni a classe di duttilità alta (CD "A") o bassa (CD "B") a seconda dell'entità delle plasticizzazioni ammesse in fase di progettazione, come si specifica al § 7.2.1 delle NTC 2008.

In generale, i modelli strutturali di riferimento sono:

- Telaio classico in calcestruzzo armato con tamponamenti in muratura;
- Pareti resistenti in calcestruzzo armato (scarsamente diffuso);
- Sistema misto telaio – pareti;
- Telaio in acciaio;
- Muratura armata (solo per edifici minori);
- Muratura confinata (classificata nelle nuove NTC 2018);
- Pareti in legno lamellare (solo per edifici minori, emergente negli ultimi anni);
- Muratura semplice (diffuso negli edifici storici, non è considerabile un sistema resistente al sisma, ma va classificato per la sua larga presenza sul territorio nazionale).

In Cile invece, i tipi strutturali più diffusi sono i seguenti:

- Telaio classico in calcestruzzo armato, sistema di "pórticos";
- Pareti resistenti in calcestruzzo armato;
- Sistema misto telaio – pareti in calcestruzzo armato;
- Telaio in acciaio;
- Muratura armata e/o confinata (solo per edifici minori).

Ai fini delle verifiche degli stati limite secondo le NTC 2008 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1.7.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1.7.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1.7.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1.7.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E :

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (1.7.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (1.7.6)$$

Dove:

G_1 è il peso proprio degli elementi strutturali, del terreno o della pressione dell'acqua, se pertinenti;

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P è la forza di pretensione o precompressione;

Q è il carico variabile, che assume valori istantanei sensibilmente variabili nel tempo. I valori dei carichi d'esercizio per ciascuna categoria d'uso dell'edificio sono definiti in § 3.1.4, Tab. 3.1.II;

A_d è il carico eccezionale dovuto ad incendi, esplosioni, urti ed impatti;

E è il carico sismico. (§ 2.5.1.3 NTC 2008).

In aggiunta, viene tenuto conto anche delle variazioni di temperatura che comportano diversità di comportamento all'interno di uno stesso elemento strutturale o di parti dell'edificio, come approfondito al § 3.5 delle NTC 2008.

Nel caso in cui siano presenti vanno considerati gli effetti di vento e neve definiti rispettivamente ai §§ 3.3 e 3.4 combinati alle altre azioni con i relativi fattori ψ .

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I, mentre i valori di ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} in § 2.5.3, Tab. 2.5.I.

Per quanto riguarda, invece, la NCh433 è specificato innanzitutto che il carico sismico è considerato un carico eventuale e, come indicato al § 5.2.2, non necessita di essere combinato con altri carichi eventuali e che la combinazione delle sollecitazioni sismiche con i carichi permanenti e i sovraccarichi d'uso deve avvenire secondo i criteri di sovrapposizione indicati nella norma NCh3171. Inoltre, si raccomanda di utilizzare la combinazione che produca l'effetto più sfavorevole nell'edificio, in fondazione o nell'elemento strutturale considerato (cap. 9 NCh3171).

Gli edifici, le fondazioni e ciascun elemento strutturale devono essere progettati per avere una resistenza superiore alle sollecitazioni che le seguenti combinazioni di carico causano su di essi:

$$1) 1,4 \cdot D ; \quad (1.7.7)$$

$$2) 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R) ; \quad (1.7.8)$$

$$3a) 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + L ; \quad (1.7.9)$$

$$3b) 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + 0,8 \cdot W ; \quad (1.7.10)$$

$$4) 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot W + 0,5 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R) ; \quad (1.7.11)$$

$$5) 1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E + L + 0,2 \cdot S ; \quad (1.7.12)$$

$$6) 0,9 \cdot D + 1,6 \cdot W ; \quad (1.7.13)$$

$$7) 0,9 \cdot D + 1,4 \cdot E . \quad (1.7.14)$$

Dove:

D è il carico permanente (peso proprio della struttura);

L è il sovraccarico d'uso secondo la NCh1537;

L_r è il sovraccarico d'uso per la copertura secondo la NCh1537;

S è il carico della neve secondo la NCh431;

R è il carico della pioggia secondo la norma americana ASCE/SEI 07 cap. 8;

W è il carico orizzontale del vento secondo la NCh432;

E è il carico sismico orizzontale secondo la NCh433.

Ulteriori specificazioni indicano che:

- a) Il fattore di L nelle combinazioni (3a), (4) e (5) può essere 0,5 per tutti i casi in cui il valore L_0 , definito nella Tab. 5 della NCh1537, sia minore o uguale a 5 kN/m², ad eccezione di parcheggi o aree usate come luoghi di assemblea pubblica.
- b) Quando i carichi F e T siano presenti, devono essere inclusi con lo stesso fattore del carico D nelle combinazioni (1), (2), (3a), (3b), (4), (5) y (7)
- c) Quando il carico H sia presente nelle combinazioni (2) e (3a) o quando l'azione di H si sommi all'effetto dei carichi E o W nelle combinazioni (3b), (4), (5), (6), e (7), il suo fattore dev'essere 1,6. Allo stesso modo il suo fattore dev'essere nullo nelle combinazioni (6) e (7) quando la pressione laterale del suolo contrasta l'azione di E o W . Quando la pressione laterale del suolo apporta resistenza alle azioni di altre forze non dev'essere inclusa in H ma dev'essere inclusa nelle resistenze di progetto.
- d) Nelle combinazioni (2), (3a), (3b), (4), (5), il carico S si deve considerare a seconda dell'inclinazione del tetto.
- e) Nei casi in cui il carico del vento non sia stato ridotto da un fattore di direzionalità è permesso usare $1,3 \cdot W$ invece che $1,6 \cdot W$ nelle combinazioni (4) e (6).

In aggiunta si specifica che:

F è il carico dovuto alla presenza di liquidi con pressioni e altezze massime ben definite;
 T sono le forze interne;

H è il carico dovuto alla pressione laterale della terra e alla pressione dell'acqua di falda più la spinta sismica del suolo o di altri materiali nelle combinazioni che includano l'effetto sismico.

Nelle aree in cui i carichi di vento e neve non siano eventuali, come per esempio la zona andina o patagonica, è necessario studiare delle combinazioni di carico alternative che siano più sfavorevoli delle (3b), (4) e (5), come si indica al § 9.1.1 della NCh3171.

Quando una struttura è situata in una zona soggetta a inondazione si devono considerare le seguenti combinazioni di carico:

- 1) In zona suscettibile di inondazione il termine $1,6 \cdot W$ dev'essere rimpiazzato da $1,6 \cdot W + 2,0 \cdot F_a$ nelle combinazioni (4) e (6).
- 2) In zona non suscettibile di inondazione il termine $1,6 \cdot W$ dev'essere rimpiazzato da $1,6 \cdot W + 1,0 \cdot F_a$ nelle combinazioni (4) e (6). (§ 9.1.2 NCh3171)

dove:

F_a è il carico di inondazione secondo la norma americana ASCE/SEI 07, cap. 5.

Le combinazioni basiche di carico in caso di progettazione alle tensioni ammissibili sono:

1) D ; (1.7.15)

2) $D + L$; (1.7.16)

3) $D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$; (1.7.17)

4) $D + 0,75 \cdot L + 0,75 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$; (1.7.18)

5a) $D + W$; (1.7.19)

5b) $D + E$; (1.7.20)

6a) $D + 0,75 \cdot W + 0,75 \cdot L + 0,75 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$; (1.7.21)

6b) $D + 0,75 \cdot E + 0,75 \cdot L + 0,75 \cdot S$; (1.7.22)

7) $0,6 \cdot D + W$; (1.7.23)

8) $0,6 \cdot D + E$. (1.7.24)

Ulteriori specificazioni indicano che:

- a) Quando i carichi F e T siano presenti, devono essere inclusi con lo stesso fattore del carico D in tutte le combinazioni eccetto la (7).
- b) Quando il carico H sia presente nelle combinazioni (2), (3) e (4) o quando l'azione di H si sommi all'effetto dei carichi E o W nelle combinazioni (5a), (5b), (6a), e (6b), il suo fattore dev'essere 1,0. Allo stesso modo il suo fattore dev'essere nullo nelle combinazioni (7) e (8) quando la pressione laterale del suolo contrasta l'azione di E o W . Quando la pressione laterale del suolo apporta resistenza alle azioni di altre forze non dev'essere inclusa in H ma dev'essere inclusa nelle resistenze di progetto.
- c) Nelle combinazioni (3), (4), (6a) e (6b) il carico S si deve considerare a seconda dell'inclinazione del tetto.

Nelle zone in cui i carichi di vento e neve non siano eventuali, come per esempio la zona andina o patagonica, è necessario studiare delle combinazioni di carico alternative che siano più sfavorevoli delle (6a) e (6b), come si indica al § 9.2.1 della NCh3171.

Quando una struttura è situata in una zona soggetta a inondazione si devono considerare le seguenti combinazioni di carico:

- 1) In zona suscettibile di inondazione il termine $1,5 \cdot F_a$ dev'essere aggregato alle combinazioni (5), (6) e (7) mentre E dev'essere nullo nelle combinazioni (5) e (6).

- 2) In zona non suscettibile di inondazione il termine $0,75 \cdot F_a$ dev'essere aggregato alle combinazioni (5), (6) e (7) mentre E dev'essere nullo nelle combinazioni (5) e (6). (§ 9.2.2 NCh3171).

Il tema della combinazione dei carichi nelle due normative è parecchio diverso, sono necessari esperimenti per decretare in maniera empirica quali combinazioni siano le più gravose e per quali elementi della struttura. In ogni caso risulta che la normativa cilena prenda in considerazione svariati fattori che possano agire sull'edificio come carichi mentre quella italiana include una serie di carichi a discrezione del progettista sotto la dicitura "carichi variabili".

L'azione del vento in Italia è considerata, nella maggior parte delle strutture, in forma di forze statiche equivalenti applicate ai centri di massa di ogni piano, in casi particolari viene considerato il suo reale comportamento dinamico il quale richiede studi e metodologie di calcolo approfondite. I moduli delle forze statiche sono dati dal prodotto della pressione del vento p per la superficie di influenza. La pressione del vento a sua volta è il risultato del prodotto fra la pressione cinetica di riferimento q_b , il coefficiente di esposizione c_e , il coefficiente di forma c_p ed il coefficiente dinamico c_d . La pressione cinetica di riferimento, a sua volta, dipende dalla velocità di riferimento v_b , la quale dipende dalla zona e dalla quota del sito come descritto nella Tab. 3.3.I del § 3.3.2 delle NTC 2008. I fattori c_e , c_p e c_d tengono in considerazione l'altezza del punto considerato, la topografia del terreno, l'esposizione del sito, la forma e l'orientamento dell'edificio, la contemporaneità o meno di effetti amplificativi e di risonanza dovuti alle vibrazioni strutturali e sono definiti rispettivamente ai § 3.3.6, § 3.3.7 e § 3.3.8 delle NTC 2008. Le nuove NTC 2018 aiutano molto il progettista in quanto portano notevoli specificazioni e avvertenze progettuali tratte dall'Eurocodice 1, parte 1-4.

Anche in Cile l'azione del vento è considerata mediante il calcolo della forza laterale equivalente agente sui centri di massa di ogni piano, che è descritto dalla norma NCh432Of.71. Sostanzialmente il suo valore viene determinato dalla moltiplicazione della pressione di base del vento q , per la superficie d'influenza, per un fattore di forma C . La pressione di base q è da utilizzarsi in base a statistiche su un periodo di almeno 20 anni oppure utilizzando i valori empirici, opportunamente interpolati, dati in § 6.4, Tab. 1 della NCh432 a seconda delle diverse zone del Paese e quote. La superficie di influenza da prendere in considerazione è specificata, a seconda dei casi in § 7.1, Tab. 2, mentre il fattore di forma C al § 9.

Si può notare che i metodi di applicazione ed i fattori presi in considerazione dalle due normative sono gli stessi. In Cile la forma dell'edificio assume una certa importanza tanto che è valutata all'interno del fattore C , direttamente coinvolto nella determinazione della forza statica equivalente all'azione del vento. Ad ogni modo in entrambe le normative è specificato che particolari forme o irregolarità in pianta o in altezza richiedono studi più approfonditi per valutare l'effetto del vento sulla struttura.

L'azione della neve è descritta al § 3.4 delle NTC 2008, come un carico per unità di superficie q_s dipendente da un valore caratteristico di riferimento del carico neve q_{sk} , da un coefficiente di forma della copertura μ_i , da un coefficiente di esposizione C_E e da un coefficiente termico C_t . Il carico viene ipotizzato verticale e uniformemente distribuito sulla proiezione orizzontale della copertura. Il valore caratteristico di riferimento q_{sk} assume diverse formulazioni e valori a seconda della zona e quota a cui si trova il sito riscontrabili, queste, in § 3.4.2, mentre il coefficiente di forma μ_i , dipendente dall'angolo d'inclinazione della falda α è definito in § 3.4.5. Il coefficiente di esposizione C_E ha la funzione di tenere in considerazione gli effetti riduttivi o amplificativi per il carico della neve sulla struttura a seconda che il sito sia o meno battuto dal vento e il suo valore può oscillare tra 0,9 e 1,1. Il coefficiente termico C_t considera le situazioni in cui è il calore disperso dallo stesso edificio a sciogliere parte della neve che vi si deposita in copertura in base al grado d'isolamento termico del manufatto edilizio, ma per essere valutato necessita di un attento ed accurato studio. Anche in merito a questo tema le nuove NTC 2018 apportano importanti precisazioni, citando ancora una volta l'Eurocodice 1, parte 1-3.

L'azione della neve, anche in Cile, si considera come un carico distribuito agente sulla proiezione orizzontale della copertura ed è definito dalla norma NCh431Of.77. Per tetti con inclinazione inferiore a 30° rispetto all'orizzontale il sovraccarico per unità di superficie dovuto alla neve n è uguale al sovraccarico basico di neve n_0 i cui valori sono riportati in § 4.4.1, Tab. 2. Per altri gradi di inclinazione il valore di n è dato dalla moltiplicazione di n_0 per un fattore riduttivo K , funzione dell'angolo d'inclinazione α , i cui valori sono descritti in § 4.1.2, Tab. 1.

La normativa italiana fornisce qualche precisazione in più rispetto a quella cilena ma sostanzialmente ambedue si basano sul prodotto del valore caratteristico di riferimento per un coefficiente di forma relazionato con l'inclinazione della falda.

In Italia le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle NTC 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 delle NTC 2008, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 delle NTC 2008.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale, quantitativamente definiti nell'allegato B alle NTC 2008:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. (§ 3.2 NTC 2008).

In aggiunta ci sono ulteriori fattori che concorrono alla genesi dello spettro di risposta e di progetto fra cui il fattore di sottosuolo, da determinarsi in seguito a specifiche indagini locali fra le cinque categorie di sottosuolo descritte in § 3.2.2, Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III delle NTC 2008 ed il fattore topografico relativo alla pendenza del sito, le cui categorie sono descritte in § 3.2.2, Tab. 3.2.IV delle NTC 2008. Inoltre, come si è visto precedentemente, le formule dei vari spettri di risposta variano a seconda del periodo proprio di vibrazione della struttura, ma gli stessi intervalli che definiscono la funzione da usare dipendono dal fattore C_C (definito nelle NTC 2008 a seconda della categoria di sottosuolo in § 3.2.2, Tab. 3.2.V) e da a_g .

L'azione sismica agente su una struttura secondo la NCh433 è influenzata in maniera determinante dai seguenti fattori principali: l'accelerazione effettiva massima del suolo, il tipo di suolo, la classe d'uso dell'edificio, il periodo proprio di vibrazione della struttura, il tipo di struttura resistente ed i suoi materiali.

L'accelerazione effettiva massima del suolo A_0 dipende dalla zona sismica (definita in § 4.4, Fig. 4.1 e Tab. 4.2 della norma) in cui si trova il sito e, come definito in § 6, Tab. 6.2

della NCh433 può assumere valori di 0,20 g, 0,30 g e 0,40 g. Il tipo di suolo dev'essere determinato in seguito ad approfonditi studi geotecnici la cui relazione va allegata al progetto con il fine di determinare il tipo di suolo fra le cinque categorie indicate in § 4.4, Tab. 4.3, infatti, da questa classificazione dipenderanno alcuni fattori direttamente coinvolti nella genesi dello spettro di progetto. La classificazione dei tipi di suolo, nelle NTC avviene in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio, al N_{SPT} , al tipo di suolo e alla sua profondità, la NCh433 comprende questi fattori e ci aggiunge anche l'umidità relativa e la resistenza a compressione q_u , ma non tiene conto della pendenza del piano di campagna. La classe d'uso dell'edificio è definita in quattro categorie in § 4.4 Tab. 4.1 da cui dipende il fattore I , definito in § 6, Tab. 6.1 e variabile da un minimo di 0,6 ad un massimo di 1,2. Il periodo proprio di vibrazione T^* della struttura è definito per analisi modale o altro procedimento di comprovata validità. Il tipo di struttura resistente ed i materiali che la compongono determinano il fattore di modificazione della risposta R (o R_0 nel caso di analisi modale spettrale) definito in § 5, Tab. 5.1 che va da un minimo di 2 ad un massimo di 11.

Sono presenti alcune differenze nell'approccio alla valutazione dell'azione sismica nei due Paesi. La normativa italiana comincia il processo di valutazione tenendo conto di una vita nominale per ciascuna classe di edificio e di una sua vita di riferimento, ottenuta relazionando la vita nominale con la classe d'uso della costruzione. Questo concetto non è presente nella normativa cilena, la quale non fornisce riferimenti esatti sull'effettiva validità temporale della progettazione, ciò comporta che qualsiasi edificio necessiti di periodiche analisi del degrado e verifiche della sicurezza in modo tale da poter garantire le prestazioni per cui è stato progettato. Si tratta certamente di un fatto oneroso ma favorevole alla sicurezza. In tal senso, la normativa italiana si prepone di garantire gli standard di sicurezza di progetto con un metodo semiprobabilistico che si basa sulla probabilità di eccedenza dello stato limite preso in considerazione, all'interno del periodo di riferimento. Ogni struttura ha quindi una "data di scadenza" ideale, passata la quale, solo indagini approfondite sul degrado o, se c'è stato modo di verificarlo, sulla risposta sismica effettiva e sullo stato di danno possono prorogarne la garanzia di sicurezza. I fattori che influenzano l'azione sismica sono fondamentalmente gli stessi nei due Paesi, ma diverso è il modo in cui vengono messi fra loro in relazione nella genesi dello spettro. L'analisi modale spettrale in Italia avviene prendendo in considerazione i modi di vibrare della struttura che includano almeno il 5% della massa partecipante per un numero di

modi la cui somma delle masse partecipanti corrisponda almeno all'85%, con un valore dell'accelerazione spettrale per ciascun modo e la combinazione tra i modi e gli effetti è data dalla formula:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} , \quad (1.7.25)$$

già descritta nei paragrafi precedenti. In Cile questo tipo di analisi è sostanzialmente uguale con la differenza che il minimo numero di modi da considerare richiede una somma delle masse partecipanti superiore al 90%.

La formulazione dello spettro di progetto italiano per gli stati limite ultimi è la seguente (§ 3.2.3.5 NTC 2008):

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]}{q} , \quad (1.7.26)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} , \quad (1.7.27)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)}{q} , \quad (1.7.28)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)}{q} , \quad (1.7.29)$$

mentre quella dello spettro di progetto cileno è (§ 12.1 Decreto n. 61/2011):

$$S_a = \frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot \left(\frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3} \right)}{R^*} . \quad (1.7.30)$$

Si è riproposta la formulazione dei due spettri di progetto per meglio confrontarli. La prima evidenza che salta all'occhio è la suddivisione in quattro equazioni dello spettro di risposta di progetto italiano il quale, infatti, si divide, superato T_B , in un tratto ad accelerazione costante, in un tratto a velocità costante ed in un tratto a spostamento costante definiti dalle equazioni sopra elencate. Si può facilmente intendere

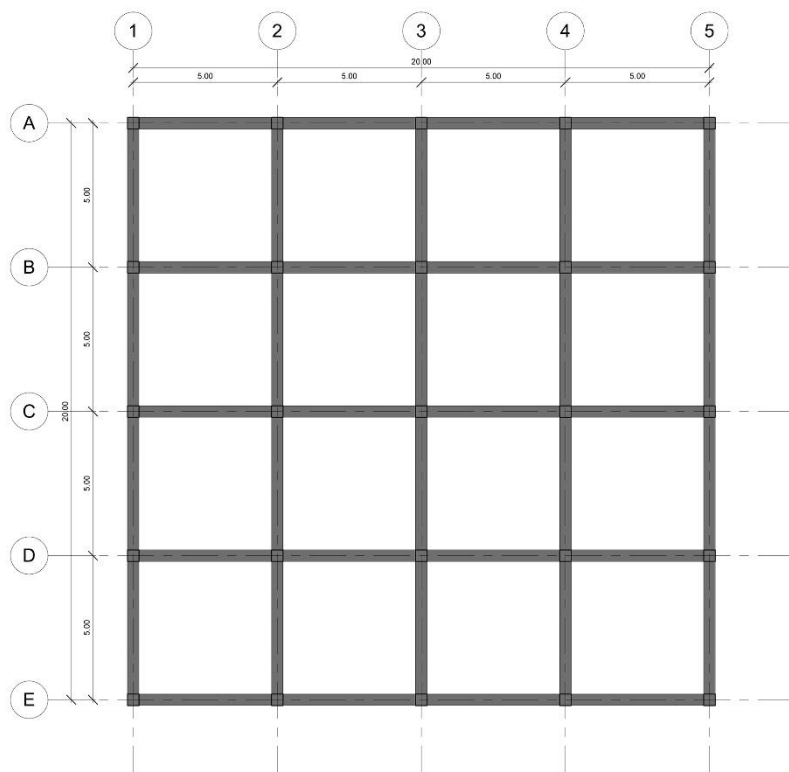
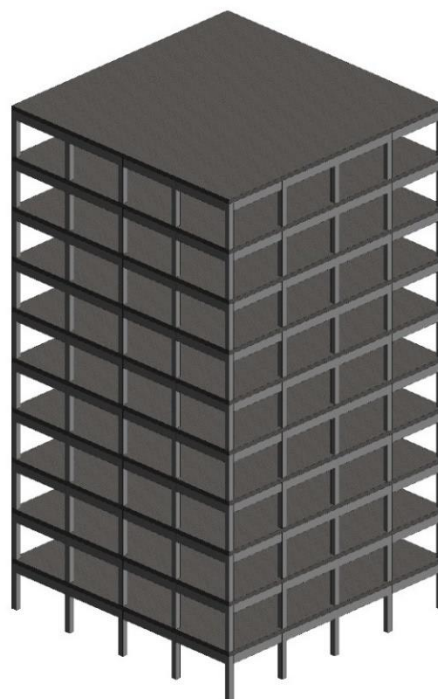


Fig. 1.7.1 - Pianta dell'edificio di esempio

che il grafico dello spettro di risposta di progetto cileno, essendo definito da una sola equazione, sarà una funzione continua. Di seguito si propone un esempio che relazioni lo stesso edificio, posto in zone ad equivalente sismicità dei due Paesi, con le più simili condizioni al contorno al fine di evidenziare le differenze principali fra i due spettri di risposta di progetto. La struttura ipotizzata è costituita da un telaio in calcestruzzo armato, progettato in classe di duttilità alta, di forma quadrata in pianta, costituito da 4 campate quadrate di modulo 5 x 5 m per ogni lato che reggono solai rigidi, alto 10 piani da 3,50 m ciascuno, per un totale di 35 m.

Il sito scelto si trova in Italia alle coordinate 16,390 E; 39,197 N, nel comune di Saliano (CS), sui monti della Sila che costeggiano il lago Arvo ed è una delle zone con la maggior accelerazione orizzontale massima al suolo di tutto il Paese. Per quanto riguarda la normativa italiana lo studio verrà condotto allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e all'edificio, che avrà una destinazione residenziale, sarà assegnata una vita di riferimento di 50 anni, a queste condizioni il periodo di ritorno del sisma di progetto è stabilito a 475 anni.

Per quanto riguarda il Cile si è scelto di mantenere la stessa accelerazione orizzontale massima di suolo per ottenere un miglior confronto ma occorre specificare che, a seconda della zona sismica di riferimento la NCh433 specificherebbe solo 3 possibili valori di A_0 : 0,20 g, 0,30 g e 0,40 g. Come si potrà notare, il sito italiano corrisponde ad un ipotetico sito cileno che si trovi fra la prima e la seconda zona sismica. Il suolo ipotizzato è in entrambi i casi una ghiaia compatta con velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di 550 m/s.



Verranno generati a mezzo di foglio elettronico gli spettri elastici e di progetto dei due Paesi. Di seguito i dati del confronto:

	ITALIA		CILE	
	Dati dell'edificio			
Numero di piani	N	10	N	10
Altezza totale fuori terra	H_{tot}	35 m	H_{tot}	35 m
Tipo di struttura	-	Telaio in C. A.	-	Telaio in C. A.
Classe d'uso	C_u	1,00	I	1,00
Rapporto di smorzamento viscoso	ζ	5%	ζ	5%
Classe di duttilità	-	CD "A"	-	-
Fattore di struttura	q	5,85	R^*	9,46
Periodo proprio di vibrazione	T^*	1,1 s	T^*	1,1 s

	Dati del sito			
Località	-	16,390 E; 39,197 N	-	Ipotetica
Tipo di sottosuolo	-	Ghiaia compatta	-	Ghiaia compatta
Categoria di sottosuolo	-	B	-	B
Velocità onde di taglio	$V_{s,30}$	550 m/s	$V_{s,30}$	550 m/s
Categoria topografica	-	T1	-	-
Coefficiente di suolo	S_S	1,13	S	1,00
Coefficiente di suolo	C_C	1,34	-	-
Coefficiente topografico	S_T	1,00	-	-
Parametro di suolo	-	-	T_0	0,30 s
Parametro di suolo	-	-	T'	0,35 s
Parametro di suolo	-	-	n	1,33
Parametro di suolo	-	-	p	1,50
Azione sismica				
Accelerazione massima di suolo	a_g	0,2765 g	A_0	0,2765 g
Fattore amplificazione spettro	F_0	2,44	-	-
Periodo tratto a velocità costante	T^*C	0,37 s	-	-

Tabella 1.7.1 – Dati per l'esempio finalizzato al confronto

Lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ è un diagramma che fornisce, per diversi periodi T di oscillazione, il valore massimo della pseudo-accelerazione dell'oscillatore elementare (terreno o struttura) soggetto all'azione del sisma, per un fissato valore del rapporto di smorzamento, che è una caratteristica fisica della struttura o del terreno. In sostanza lo spettro indica su quali frequenze di vibrazione la sollecitazione sulle strutture risulta

massima e sono possibili fenomeni di risonanza, che potrebbero determinarne il collasso⁵⁹.

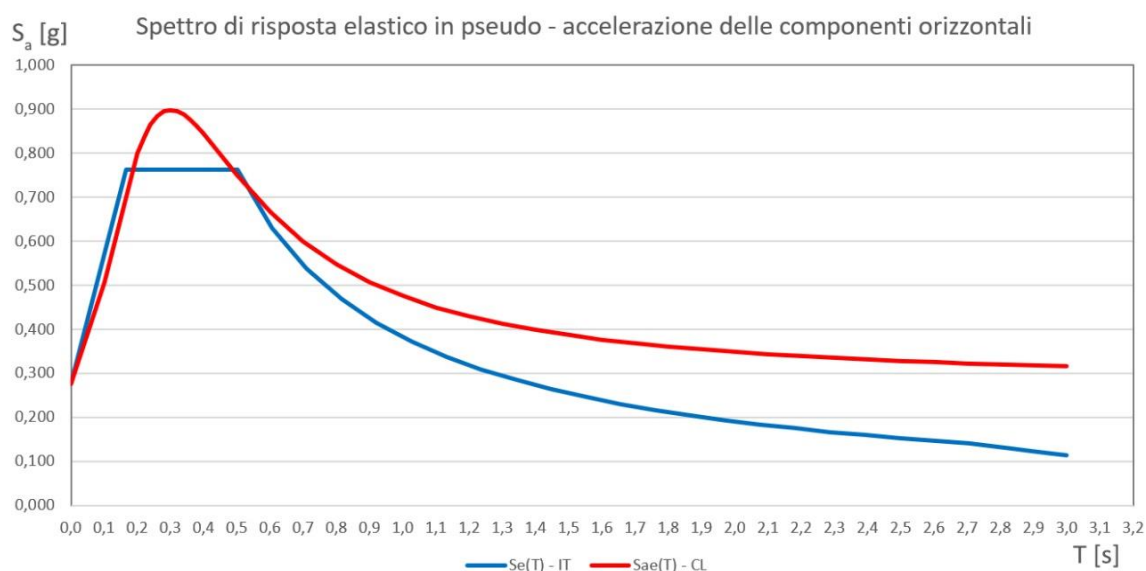


Fig. 1.7.3. – Spettro di risposta elastico in pseudo – accelerazione delle componenti orizzontali per Italia (blu) e Cile (rosso)

Con la premessa che in Cile non esiste una formula che determini lo spettro di risposta elastico, esso è stato determinato a partire dallo spettro di progetto, moltiplicandone i valori per il fattore di struttura R^* e dividendoli per il fattore di scala dato dal fatto che il coefficiente sismico C per questo edificio fosse inferiore a C_{min} , con un rapporto fra i due pari a 1,94. Non dipendendo in nessun modo dalla qualità dell’edificato ci si aspetterebbe che i due grafici in Fig. 1.7.3 fossero sostanzialmente coincidenti in quanto rappresentativi di un’azione sismica identica in condizioni al contorno identiche. Come chiaramente si nota così non è o, più precisamente, i due spettri sono simili nella loro prima parte, ma è presente una divergenza importante nella zona di “plateau” dello spettro italiano, nello specifico lo spettro cileno assume valori di picco maggiori rispetto a quello italiano (al periodo 0,30 s, $S_a (IT) = 0,762$ g, mentre $S_a (CL) = 0,899$ g). I risultati rappresentano per i due Paesi una diversa stima dell’accelerazione orizzontale di suolo e quindi delle forze sismiche agenti sulle strutture nei vari periodi di vibrazione, questo avviene perché in Italia lo spettro è definito secondo una media oppure un involuppo dei punti di massimo di un gruppo di accelerogrammi registrati nel corso degli anni nella zona di interesse⁶⁰, mentre in Cile secondo le accelerazioni di picco raggiunte nei

⁵⁹ Dipartimento della Protezione Civile, *Glossario*, URL:

<http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/glossario.wp?contentId=GLO23916>, [02/01/2018].

⁶⁰ Micheletti Filippo, *Il calcolo dello spettro di risposta elastico*, Università degli Studi di Firenze, Firenze, 2008, p. 21-22.

terremoti più intensi avvenuti nel Paese. La misura cilena è quindi più cautelativa limando il fattore di rischio a valori prossimi allo zero, ma con costi di realizzazione decisamente elevati.

Nonostante ciò, al momento di progettare, si prende in analisi lo spettro di progetto il quale fornisce le accelerazioni ridotte accettando un determinato grado di dissipazione delle forze sismiche dato dalla plasticizzazione della struttura o parte di essa. Il grado di dissipazione di energia da parte dei materiali e della struttura stessa mediante deformazioni è considerato nel fattore di struttura q o R^* a seconda della normativa di

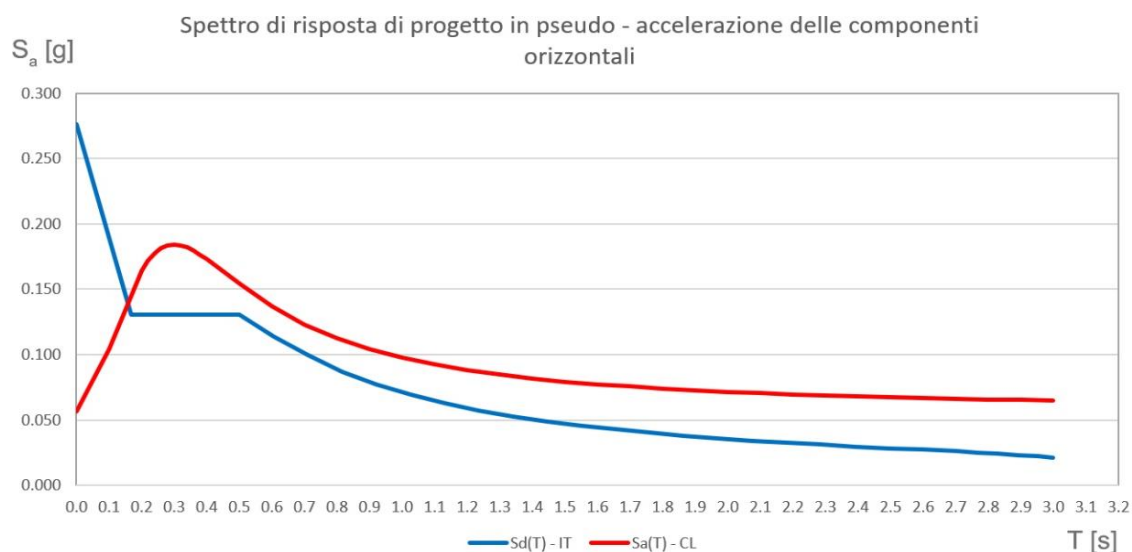


Fig. 1.7.4. – Spettro di risposta di progetto in pseudo – accelerazione delle componenti orizzontali per Italia (blu) e Cile (rosso)

referimento. In Fig. 1.7.4, risulta chiaro come la normativa italiana supponga per questo tipo di struttura e di materiale una grande dissipazione di energia in fase non lineare, che comporta un notevole abbassamento dello spettro di progetto rispetto a quello elastico. Ciò si traduce in livelli di duttilità molto elevati quindi, nella pratica, in strutture in grado di dissipare energia sismica attraverso le proprie deformazioni in campo plastico. Per il periodo proprio di vibrazione dell’edificio di esempio ($T^* = 1,1$ s), la NCh433 impone di progettare per un’accelerazione maggiore del 30% rispetto alla progettazione italiana che si ricorda essere in classe di duttilità alta. Un edificio duttile richiede un attentissimo studio dei dettagli costruttivi, della quantità e della disposizione dell’armatura in fase progettuale, in quanto le strutture devono essere pilotate verso un comportamento che implichi la graduale formazione di cerniere plastiche esattamente nei nodi previsti dallo strutturista permettendo, in tal modo, all’edificio di danneggiarsi, senza collassare, assorbendo esso stesso la gran parte dell’energia sismica imposta dal terreno.

La precedente analisi degli spettri, come visto, conduce al fatto che il principale responsabile della discrepanza fra i due Paesi risieda nel fattore di struttura. In Italia il valore massimo del fattore di struttura dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_l tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione (§ 7.3.1 NTC 2008). I valori di q , così come quelli di α_u/α_l sono descritti, a seconda dei materiali di cui si compone la struttura, nel cap. 7 delle NTC 2008. Il fattore q , una volta definito il grado di duttilità, può variare dipendendo dalla regolarità in altezza della struttura, per poi essere applicato direttamente come divisore nelle formule dello spettro di risposta elastico.

Per quanto riguarda il Cile al § 3.2 della NCh433 il fattore R_0 è definito come fattore di modificazione della risposta strutturale, mentre R^* come fattore di riduzione dell'accelerazione spettrale calcolato per il periodo del modo con maggior massa traslazionale nella direzione di analisi e, più specificamente al § 5.7.1 come il fattore che rispecchia le caratteristiche di assorbimento e dissipazione di energia della struttura resistente così come l'esperienza riguardo il comportamento sismico dei vari tipi di strutture e materiali.

I valori dei fattori di struttura di partenza cileni per l'analisi modale spettrale R_0 definiti nella Tab. 5.1 del § 5.11.2 della NCh433 sono mediamente più alti rispetto a quelli italiani, ma non sono direttamente impiegati come divisori della formula spettrale, prima infatti, vengono relazionati con parametri dipendenti dal tipo di suolo e con il periodo fondamentale della struttura, operazione questa che ne modifica il valore generando R^* che verrà incluso nella formula dello spettro. Ad ogni modo, anche i fattori R^* normalmente risultano più alti rispetto ai fattori q italiani, però lo spettro di progetto cileno è vincolato anche del fatto che, qualora il coefficiente sismico C fosse minore di C_{min} , il diagramma debba essere proporzionalmente adattato a questo valore, come specificato nel § 6.3.7.1 della NCh433 e questo fa sì che, dipendendo C dal periodo fondamentale di vibrazione della struttura ci sono strutture per cui lo spettro di progetto cileno si trova al di sotto di quello italiano e strutture per le quali vi si trova al di sopra (non variando q rispetto a T^* , periodo proprio della struttura in esame).

A prova di ciò si propongono di seguito (Fig. 1.7.5) quattro spettri di progetto a confronto dei quali i diagrammi blu e rosso sono rispettivamente quello italiano e quello cileno visti in precedenza, mentre il grafico verde e quello giallo rappresentano gli spettri cileni per strutture di periodo fondamentale rispettivamente $T^* = 0,850$ s e $T^* = 0,642$ s.

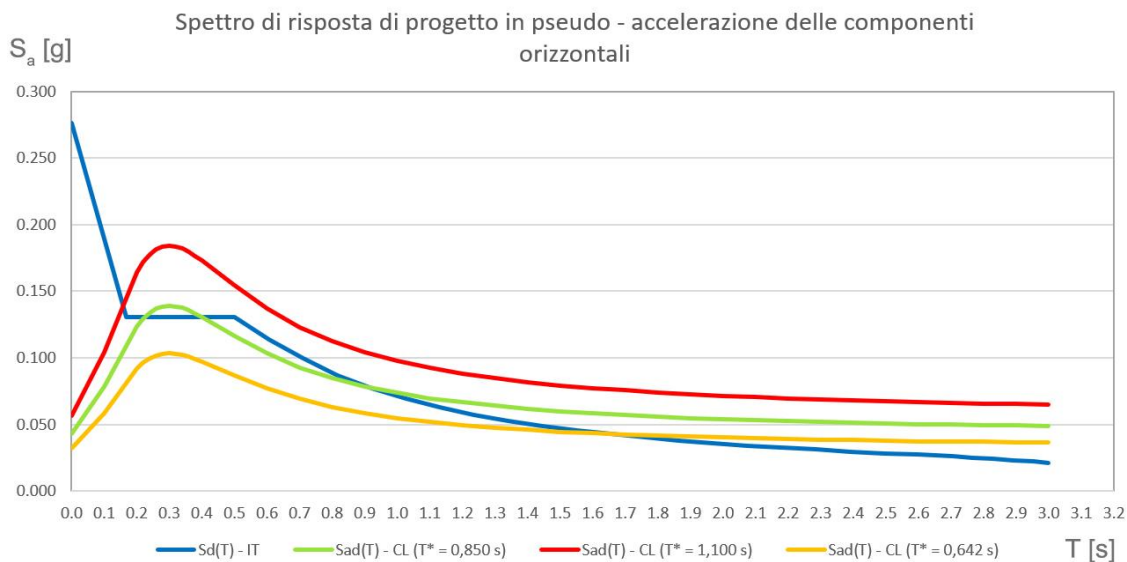


Fig. 1.7.5. Spettro di risposta di progetto in pseudo – accelerazione a confronto Italia (blu) e Cile (rosso per il periodo di vibrazione $T^* = 1,100$ s, verde per $T^* = 0,850$ s e giallo per $T^* = 0,642$ s)

Di conseguenza risulta che per strutture a telaio in calcestruzzo armato con periodo proprio di vibrazione più basso (strutture con altezza minore) la normativa cilena richiede una duttilità maggiore, mentre per quelle con periodo proprio più alto (strutture con altezza maggiore) è la normativa italiana a richiedere maggior duttilità.

Ad ogni modo altre implicazioni della normativa cilena limitano la possibilità di realizzare strutture eccessivamente duttili, per esempio quanto si dice al § 5.9.4, ossia che lo spostamento massimo di interpiano non può superare il valore di $0,002 \cdot h_{piano}$ che, nel caso dell'edificio di esempio, corrisponderebbe a 7 mm. La realtà dei fatti è che gli edifici cileni in gran parte sono progettati con strutture a pareti e quelli a telaio hanno sezioni importanti di travi e pilastri, caratteristiche che indubbiamente rendono più rigido l'edificio, aumentandone parecchio la resistenza anche in fase elastica. Un ulteriore approfondimento va fatto sui concetti di “rigidezza” e “duttività” nei vari Paesi del mondo poiché, a seconda della domanda imposta dal sito e, soprattutto, dalla tradizione costruttiva, un edificio che in un determinato luogo viene definito duttile potrebbe essere considerato rigido da chi è abituato a costruire in maniera differente. Nello specifico, una costruzione che in Cile viene considerata duttile per la possibilità di deformarsi in fase plastica senza collassare avrà comunque una struttura a pareti resistenti e grandi sezioni

degli elementi portanti a cui consegue anche una buona resistenza in fase elastica, caratteristica che ne fa un edificio rigido agli occhi di un italiano, poiché se la stessa struttura fosse costruita nel territorio italiano non raggiungerebbe mai deformazioni tali da entrare in fase plastica.

Il taglio alla base per le costruzioni italiane è definito al § 7.3.3.2 delle NTC 2008 come:

$$F_H = \frac{S_d(T^*) \cdot W \cdot \lambda}{g} , \quad (1.7.31)$$

dove:

$S_d(T^*)$ è il valore dell'accelerazione sismica di progetto per il periodo fondamentale della struttura T^* ;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un fattore che vale 0,85 se la struttura ha più di tre orizzontamenti e $T^* < 2 \cdot T_C$, 1,00 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Il taglio alla base per il Cile, invece, è definito al § 6.2.3 della NCh433 come:

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P , \quad (1.7.32)$$

dove:

C è il coefficiente sismico;

I l'indice di importanza, uso e rischio di crollo definito nella Tab. 6.1 della NCh433;

P il peso totale dell'edificio alla base definito come tutti i carichi permanenti più una porzione dei carichi accidentali;

C viene calcolato nella seguente maniera:

$$C = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0 \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n}{g \cdot R} , \quad (1.7.33)$$

dove:

A_0 è l'accelerazione massima del suolo definita nella Tab. 6.2 della NCh433;

S , n e T' sono parametri relativi al tipo di suolo definiti nella Tab. 6.3 della NCh433;

R il fattore di riduzione definito nella Tab. 5.1 della NCh433;

T^* il periodo del modo con maggior massa traslazionale nella direzione di analisi.

Il taglio alla base nei due Paesi è calcolato in maniera simile, includendo l'accelerazione orizzontale del sito, il peso della struttura, il coefficiente d'uso, il tipo di terreno, il fattore di struttura ed il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio. Il fattore di struttura cileno R ha dei valori inferiori a R_0 ed è comparabile ai valori assunti dall'italiano q .

Utilizzando lo stesso edificio ipotetico impiegato nel confronto degli spettri si mettono a comparazione numerica anche le due formule del taglio alla base. Il valore del peso specifico del calcestruzzo armato è stimato in 2.600 kg/m^3 e risulta, quindi, un peso proprio della struttura di 46.360 kN ai quali si va ad aggiungere un carico variabile pari a $2,00 \text{ kN/m}^2$ per l'Italia ($0,50 \text{ kN/m}^2$ in copertura) e $2,00 \text{ kN/m}^2$ per il Cile (1 kN/m^2 in copertura) come prescritto dalle normative.

Applicandovi i coefficienti di riduzione dei carichi variabili pari a $0,3$ ai piani intermedi e $0,0$ in copertura per l'Italia e $0,25$ ai piani intermedi e $0,0$ in copertura per il Cile, l'edificio italiano avrà un peso stimato di 48.606 kN mentre quello cileno di 48.232 kN .

Di seguito si calcola il fattore C :

$$C = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n = \frac{2,75 \cdot 1,00 \cdot 0,2765 \cdot g}{g \cdot 7} \cdot \left(\frac{0,35}{1,1} \right)^{1,33} = 0,0237 \quad , \quad (1.7.34)$$

ma poiché risulta:

$$C_{min} = \frac{S \cdot A_0}{6 \cdot g} = \frac{1,00 \cdot 0,2765 \cdot g}{6 \cdot g} = 0,046 > 0,0237 \quad , \quad (1.7.35)$$

Il valore di C da assumersi per i calcoli sarà $0,046$.

Il valore dello spettro di progetto italiano nel periodo fondamentale della struttura è $S_d(T^*) = 0,059 g$. Poiché $T_C = 0,501 \text{ s}$ risulta che $T^* > 2 \cdot T_C$, di conseguenza $\lambda = 1,00$.

Risulta quindi:

$$F_{H(IT)} = \frac{S_d(T^*) \cdot W \cdot \lambda}{g} = \frac{0,059 \cdot g \cdot 48606 \cdot 1,00}{g} = 2867,7 \text{ kN} \quad , \quad (1.7.36)$$

$$Q_{0(CL)} = C \cdot I \cdot P = 0,046 \cdot 1,00 \cdot 48232 = 2218,7 \text{ kN} \quad . \quad (1.7.37)$$

Si conclude quindi che, nonostante gli aspetti da prendere in considerazione siano gli stessi, la normativa italiana propone un taglio alla base per l'analisi statica lineare più elevato, ma in fase di progettazione, l'azione sismica cilena è moltiplicata per un fattore di combinazione pari a $1,4$ che, nel caso specifico, rende il taglio alla base maggiore di quello italiano.

In ultima analisi si fa presente che in fase di esecuzione dell'opera, tanto negli edifici italiani quanto in quelli cileni, si fanno verificare le effettive proprietà del materiale attraverso una serie di prove su campioni prelevati in situ ma, a differenza di quanto avviene in Italia, in Cile non è previsto alcun collaudo statico della struttura.

Riassumendo, negli aspetti teorici principali si può concludere che le due normative procedono di pari passo, salvo avere delle divergenze nella formulazione e nella considerazione di alcuni parametri. La distinzione più grande è la progettazione agli stati limite in Italia, che si traduce in una maniera di procedere più puntuale e ricca di verifiche mentre la progettazione cilena fa di sovrarresistenza e abbondanza strutturale i propri punti di forza nella difesa dai terremoti, con la diretta conseguenza di favorire strutture molto efficaci ma, ovviamente, altrettanto costose.

Per quanto concerne, invece, la valutazione dello stato di danno, delle vulnerabilità e, di conseguenza, la progettazione di interventi di riparazione e aumento della sicurezza strutturale la normativa italiana fornisce un capitolo intero di indicazioni e direttive sulle costruzioni esistenti, nonché ulteriori precisazioni ed ampliamenti dovuti alla circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 e dalla direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011. Il risultato è decisamente esaustivo in materia anche se spesso le disposizioni trovano difficoltà realizzative o comunque limitazioni a causa delle strettissime condizioni imposte dai vincoli sui beni culturali e storici. In Cile gli edifici storici, seppur pochi, ancora esistenti sul territorio hanno comunque delle condizioni di vincolo molto restrittive imposte dalla “*Dirección de Obras Municipales*” e gli interventi in favore del miglioramento strutturale vengono affidati al senso critico e all’esperienza di ingegneri o architetti che conoscono il campo del restauro e del recupero in quanto, al di là di alcune basi generali prettamente discorsive presenti nell’allegato A della NCh433 non sono presenti normative tecniche che regolamentino il recupero strutturale di edifici storici o di valore. Risulta quindi evidente che l’esigenza principale, in un Paese che nel suo passato più volte ha visto intere città o parti di esse rase al suolo con perdite ingenti in termini di vite umane e costi di ricostruzione elevatissimi, sia quella di realizzare strutture che non soffrano danni per la maggior parte dei sismi che sogliono colpire il territorio. In tal senso si considera di importanza relativamente minore quanto resta di edifici più antichi risalenti al periodo post indipendenza purché questi non siano in evidente stato di degrado a tal punto da mettere a repentaglio vite umane o altre strutture circostanti.

Capitolo 2

Casi di studio

Nel secondo capitolo di questo elaborato l'attenzione verrà posta su uno specifico caso di studio esistente in Cile, verificato, modificato ed analizzato a mezzo di due software informatici per il calcolo strutturale. Verranno di seguito presentate, per ciascun caso, le informazioni geometriche, le proprietà dei materiali, le condizioni di carico, la maniera in cui verrà valutata l'azione sismica su ciascuna tipologia strutturale, le combinazioni dei carichi, le sollecitazioni prodotte da queste ultime sugli elementi, le deformazioni e gli spostamenti ed infine la quantità di armatura che il programma suggerisce per ciascun caso. Queste informazioni saranno poi l'argomento centrale del confronto fra le distinte tipologie.

2.1 Il complesso residenziale "Inés de Suárez"

I casi di studio che sono stati presi in esame si basano sull'esistente complesso residenziale "Inés de Suárez" in Avenida Marchant Pereira 1795, Providencia, Santiago del Cile. L'accurata ricerca dell'oggetto di analisi è durata circa un mese, il suo obiettivo era un edificio che avesse sperimentato una buona risposta sismica ai forti terremoti degli ultimi trent'anni, con una struttura che presentasse affinità con la tradizione edilizia italiana per rendere il futuro confronto maggiormente efficace ed ha infine portato a prendere in considerazione una serie di costruzioni delle regioni Metropolitana (XIII) e di Valparaíso (V). La realtà dei fatti è che le costruzioni moderne in Cile, in generale, hanno una strategia resistente sensibilmente diversa da quella italiana. Come si potrà notare, sarà importante prendere atto di questa differenza pertanto la strategia sarà quella di attuare mantenendo il modello originale e modificandone la struttura secondo la tradizione costruttiva italiana in maniera tale da poter operare un confronto alla pari riguardo ciascun aspetto.

L'edificio si trova all'interno di un complesso residenziale che è stato realizzato nel 1980 articolato in una rete di edifici in linea di quattro piani in direzioni fra loro ortogonali

secondo sette tipologie che differiscono l'una dall'altra per la quantità di appartamenti in cui si dividono. Il tipo scelto è composto da quattro appartamenti per piano nel corpo centrale più altri due per ciascun piano dei corpi laterali. Ciascuna delle sette tipologie è realizzata con una struttura resistente organizzata in pareti di calcestruzzo armato, unitamente a tamponamenti in laterizio "fiscal" (5 x 14 x 28,5 cm). Particolare è lo spessore dei muri, anche quelli di calcestruzzo, che si uniformano alla dimensione del mattone non superando mai i 15 cm tanto per i tamponamenti esterni quanto per le tramezze, mentre i solai sono costituiti da solette portanti in calcestruzzo armato di spessore 12 cm orditi in due direzioni. Una caratteristica abbastanza singolare è l'altezza d'interpiano, pari a soli 2,33 m, un valore che in Italia risulterebbe fuori dalle norme di abitabilità che, però, contribuisce a rendere minimi gli spostamenti in caso di attività sismica. Inoltre, l'edificio ha quattro cavedi per piano attraverso i quali è raccolta tutta l'impiantistica necessaria, non è dotato di alcun isolamento termico o acustico e le scale sono poste all'esterno. Tutto ciò fa sì che i pacchetti murari e dei solai siano quasi interamente costituiti dalla struttura portante e che l'edificio risulti complessivamente leggero. I fattori elencati sopra sono stati pensati perseguendo l'obiettivo di una buona risposta sismica e la testimonianza fisica in tal senso, dopo i terremoti del 1985 e del 2010 che si ricorda essere stati di magnitudo di momento rispettivamente 8.0 e 8.8, è che tale risposta è stata davvero eccellente.

Negli anni '80 era vigente la prima norma tecnica cilena per le costruzioni antisismiche, la NCh433.Of72, la quale presentava una concezione moderna dell'analisi sismica per quei tempi, ma non ancora vincolante e restrittiva come le norme del giorno d'oggi. Infatti, il progettista strutturale rimaneva ancora aperto alla sperimentazione di varie soluzioni antisismiche o alla riproposizione di alcune tecnologie del passato che, su base puramente empirica, si erano distinte per aver resistito con successo ai terremoti, anche qualora queste non fossero state trattate in normativa.

Ad ogni modo quanto più conta è la realtà dei fatti, entrando in uno degli appartamenti, per gentile concessione della signora Camila, la responsabile del complesso che lì è cresciuta e tutt'ora vive, ci si rende conto che l'edificio appare in ottimo stato di conservazione, lei stessa evidenzia che gli unici danni che si sono prodotti, accertati anche dalle perizie svolte in seguito ai due eventi sismici, sono limitati a fessurazioni dell'intonaco.

L'edificio è rappresentativo di una tipologia molto diffusa a Santiago, risalente soprattutto agli anni '70 e '80. Il progetto in origine nasceva come un complesso di *viviendas sociales*, quanto di più simile alle italiane case popolari, salvo poi conseguire un prestigio più elevato in quanto si trova in quello che oggi è considerato il terzo comune più benestante del Cile, Providencia¹. Ad ogni modo, permane tutt'oggi la gran quantità di appartamenti presenti all'interno del complesso in cui vivono quasi 400 famiglie dislocate in ambienti molto spaziosi, dimensionati per sei o sette persone ad appartamento, in cui oggi, però, si vive mediamente in quattro. Tali dati sono forniti per far comprendere che la responsabilità dell'opera in fase di progetto e realizzazione era elevata e sarebbe stata determinante per le potenziali 2.670 persone che ci avrebbero vissuto, ma lo studio strutturale che ne conseguì ad opera degli architetti C. Maldonado, E. Frindt e R. Napadensky fu apprezzato da tutti i residenti poiché molte altre costruzioni coeve non hanno avuto una reazione ugualmente efficace arrivando a danneggiarsi anche molto. In aggiunta va specificato che buona parte delle conoscenze relative agli effetti del suolo rispetto al sisma sono entrate in normativa dopo il sisma del 2010 e, prima di allora, non si usava svolgere approfondite analisi geotecniche nel sito al momento di progettare un edificio. Questa, dalle analisi postume, è stata ritenuta la causa principale dei crolli dell'ultimo grande sisma cileno, che furono il motivo della pubblicazione del Decreto n. 61 di cui al cap. 1, § 1.4. In merito a tale argomento si specifica che l'edificio in questione sorge su un sottosuolo di sabbia compatta e presenta delle fondazioni in calcestruzzo armato a trave rovescia di 50 x 100 cm con trave reggi-pannello da 25 x 20 cm.

Per la serie di motivi elencati in questo paragrafo, le persone che oggi vivono nel complesso che prima era stato dei loro genitori e che esse non hanno lasciato, si sentono molto protette e sicure e, nonostante la grande efficienza delle costruzioni moderne dal punto di vista della risposta sismica, rispondono con una certa diffidenza alla eventuale possibilità di trasferirsi altrove. Le testimonianze di alcuni di loro, fra cui Jorge, Patricia, Valeria, Matías e Sebastián, sono state preziose per lo svolgimento di questo lavoro di ricerca. Non c'è alcun dubbio riguardo al fatto che la maggior parte delle costruzioni cilene del giorno d'oggi sia in grado di resistere a sismi di intensità anche molto elevate, ma è normale che le persone siano molto legate a ciò che ha dato loro protezione e sicurezza in situazioni che per qualcun altro sono state tragiche.

¹ Cámara Chilena de la Construcción, *ICVU 2017 – Índice de Calidad de Vida Urbana Comunas y Ciudades de Chile*, Santiago, 2017.

2.2 L'analisi strutturale informatizzata dei casi di studio

Per lo svolgimento dell'analisi e verifica strutturale del caso di studio preso in esame si è deciso di operare suddividendo il lavoro in quattro parti. Per prima cosa si è posta l'attenzione sulle tipologie strutturali. Come detto, gli edifici del complesso "Inés de Suárez" sono organizzati in una struttura a pareti resistenti che è considerata rappresentativa della tecnologia antisismica cilena. Tale struttura verrà poi modificata in una a telaio classico in calcestruzzo armato che è, invece, la tecnologia di riferimento per l'edilizia italiana, in questo modo si avrà la seconda versione del modello di calcolo.

Il secondo aspetto che si è ritenuto fondamentale per il confronto finale è legato alle disposizioni delle normative nei due Paesi, in base alle quali si andranno a calcolare entrambe le tipologie strutturali precedentemente descritte, sviluppandosi così altre due versioni del modello. Per facilitare la gestione dei modelli nelle due normative si è scelto di lavorare con gli strumenti informatici propri dei due Paesi, i quali saranno anch'essi oggetto di confronto. Nello specifico per il calcolo secondo la normativa cilena verrà usato il software "ETABS® 2016 Ultimate" (v. 16.2.0) sviluppato da "Computers & Structures, INC.", mentre per i modelli calcolati secondo la normativa italiana verrà usato il software "Midas Gen 2018" (v. 1.2).

Alla luce di quanto descritto, nei prossimi paragrafi verranno analizzati i seguenti quattro modelli informatici:

Caso	Struttura resistente	Normativa	Software
1	Pareti resistenti in c.a.	NCh433	ETABS 2016
2	Telaio classico in c.a.	NCh433	ETABS 2016
3	Pareti resistenti in c.a.	NTC 2008	Midas Gen 2018
4	Telaio classico in c.a.	NTC 2008	Midas Gen 2018

Tabella 2.2.1. Riassunto dei casi di studio che verranno descritti

2.3 Caso 1 - Struttura a pareti resistenti secondo la normativa cilena

Il primo caso dell'analisi che si svolgerà rappresenta l'edificio esistente nel suo stato di fatto. Per questo e tutti i casi a venire si è scelto di analizzare i corpi 7 e 5 evidenziati nella seguente immagine svincolandoli dal resto del complesso per semplicità di modellazione. Precedentemente l'analisi è stata svolta simulando la presenza del corpo 4

ponendo dei vincoli ai piani collegati che impedissero lo spostamento lungo la direzione y con il risultato di una variazione minima degli spostamenti in sommità e quasi nulla per quanto riguarda le sollecitazioni. La risposta sismica sarebbe quindi leggermente differente ma non in maniera significativa in quanto la rigidezza della struttura è comunque particolarmente elevata.

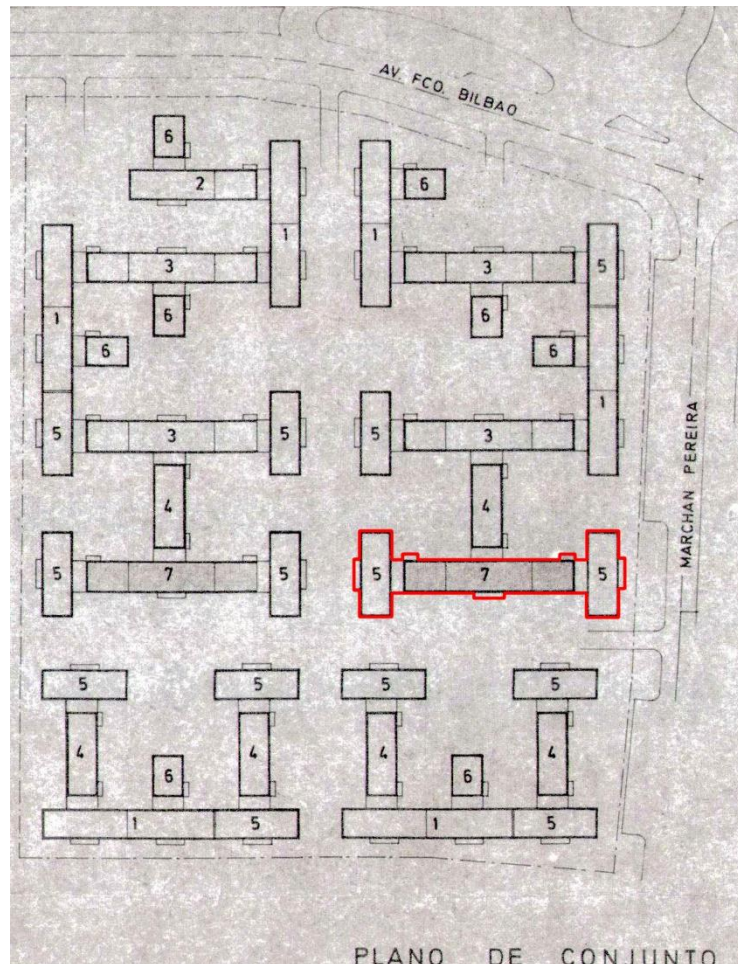


Fig. 2.3.1. Planimetria del complesso. Il nord si trova nella parte alta dell'immagine, in rosso è evidenziato il modulo analizzato

2.3.1 L'edificio: informazioni geometriche e proprietà dei materiali

Il sistema strutturale a pareti resistenti lavora sfruttando la resistenza al taglio offerta dai muri in calcestruzzo armato che agiscono attivamente solo nella direzione della loro lunghezza principale, la resistenza nella direzione perpendicolare ad essi infatti è sempre trascurata. Nel caso in esame i muri assorbiranno le sollecitazioni a taglio delle azioni orizzontali quali sisma e vento, mentre assieme ai pilastri collaboreranno al trasferimento dei carichi verticali in fondazione. I solai sono rigidi in quanto costituiti da solette di calcestruzzo armato in due direzioni e delimitati da cordoli e travi interne che ne

definiscono le campate distribuendone i carichi su muri e pilastri. L'edificio si caratterizza per le sezioni molto esigue di travi e pilastri che verranno approfondite in dettaglio più avanti, nonché per la ridotta altezza, appena 2,33 m è la quota di interpiano.

Di seguito è rappresentata l'organizzazione in pianta dei vari piani attraverso la quale è possibile apprezzare la disposizione delle pareti resistenti in grigio chiaro e dei pilastri in grigio scuro, mentre in arancione sono rappresentati i tamponamenti in laterizio pieno. È evidente specialmente nelle Figg. 2.3.3 e 2.3.4 come i muri di calcestruzzo si riportino in elevazione solo fino al secondo piano mentre il terzo è composto da sole pareti in laterizio.

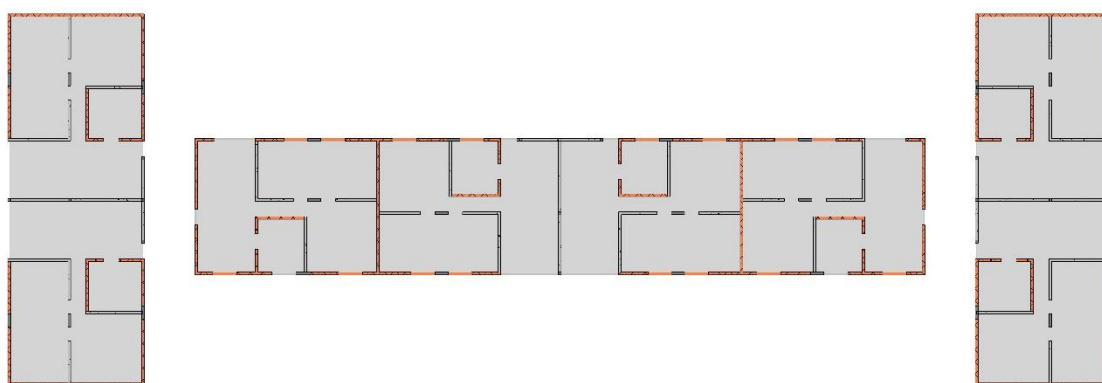


Fig. 2.3.2. Pianta architettonica del piano terra

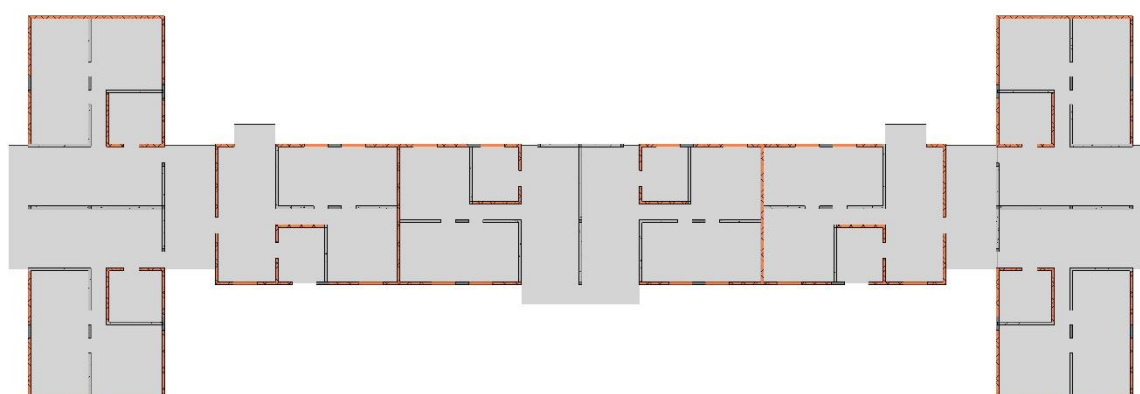


Fig. 2.3.3. Pianta architettonica dei piani primo e secondo

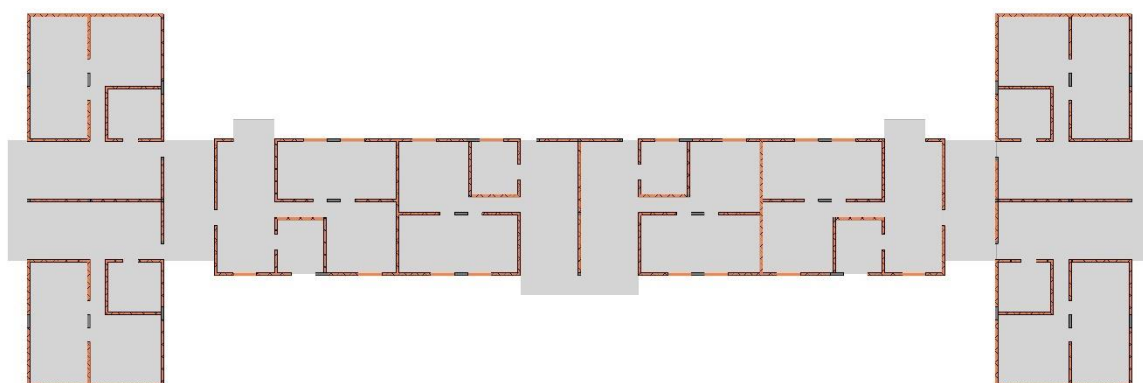


Fig. 2.3.4. Pianta architettonica del piano terzo

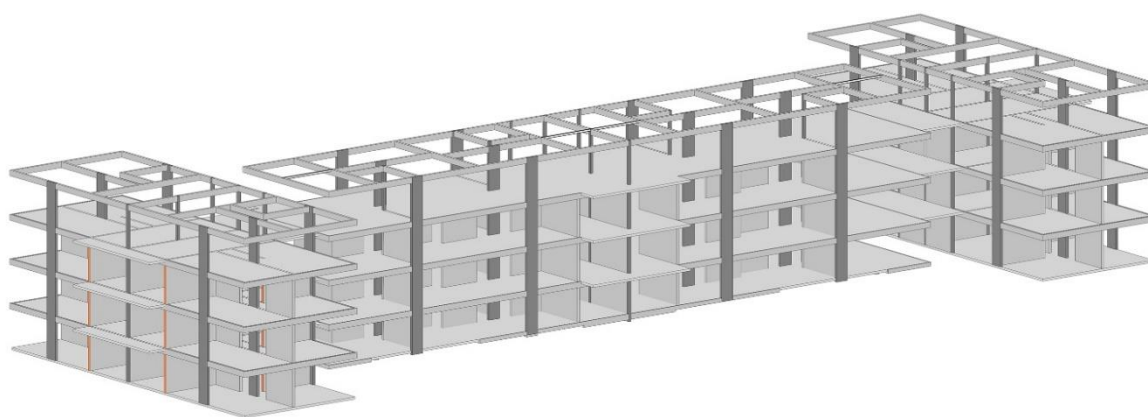


Fig. 2.3.5. Vista assometrica tridimensionale della struttura portante dell'edificio

Il primo approccio con il programma di calcolo strutturale ETABS è quello della scelta delle normative di riferimento, nel caso specifico per il calcestruzzo si userà la ACI 318-05, come indicato nella NCh433Of.96 Mod. 2009 e nel Decreto n. 61 che, come visto, sono le normative antisismiche cilene attualmente vigenti. Il calcestruzzo gettato in opera è il “*Hormigón estructural clase C*” le cui proprietà sono descritte nella seguente tabella.

Caratteristica	Simbolo	Valore
Resistenza a compressione di progetto	f'_c	14,65 MPa
Peso specifico	p	2.500 kg/m ³
Modulo elastico longitudinale	E	18.000 MPa
Modulo di Poisson	ν	0,2
Modulo elastico al taglio	G	7.500 MPa

Tabella 2.3.1. Proprietà del calcestruzzo utilizzato nell'edificio esistente

La resistenza a compressione del calcestruzzo sopra descritto è fornita nella Tab. VII, art. 41° della norma NCh429.EOf57 “*Hormigón Armado – Parte I*”, il modulo elastico a taglio G è calcolato automaticamente dal programma mentre il modulo elastico longitudinale è stato ricavato manualmente, secondo quanto riportato al § 8.5.1 della normativa ACI 318-05, con la formula:

$$E = 4700 \cdot \sqrt{f'_c \text{ (MPa)}} \quad . \quad (2.3.1)$$

Acciaio per armature “A-44-28-H”:

Caratteristica	Simbolo	Valore
Limite di snervamento	f_y	280 MPa
Resistenza a trazione ultima	f_u	440 MPa
Peso specifico	p	7.849 kg/m ³
Modulo elastico longitudinale	E	200.000 MPa

Tabella 2.3.2. Proprietà dell'acciaio utilizzato nell'edificio esistente

Per una più accurata analisi del modello si è deciso di operare disegnando le sezioni degli elementi in calcestruzzo senza inserire armatura, lasciando al programma questa incombenza per poi poter fare un confronto fra la quantità di armatura proposta dal software e quella presente nelle tavole di progetto.

Le murature sono state rappresentate solo come carichi distribuiti sulle travi, trascurandone la resistenza alle azioni orizzontali come di prassi si usa operare nelle analisi sismiche. Nel caso specifico, però, essendo l'ultimo piano composto da sole pareti di muratura, si è reso necessario considerare un minimo di resistenza affinché non risultassero sollecitazioni e spostamenti eccessivi su pilastri e travi che non sarebbero stati realistici. Pertanto, si sono modellate delle pareti fittizie in calcestruzzo, di spessore tra 1,5 e 2 cm che fanno sì che i modi di vibrare, gli spostamenti di interpiano e le sollecitazioni sugli elementi strutturali risultino comparabili con la realtà, considerando un rapporto pari a 7 tra il modulo a taglio del calcestruzzo e quello della muratura di mattoni pieni.

Di seguito sono allegate le schermate catturate dal programma che ne descrivono le sezioni degli elementi date come input al programma. Vi è il nome dell'elemento, il materiale di cui è costituito, la forma della sezione descritta verbalmente e graficamente,

le dimensioni espresse in millimetri e, a lato, una tabella con tutte le proprietà fra cui l'area della sezione ed i momenti d'inerzia nelle due direzioni I_{22} e I_{33} .

Sono elencati di seguito i tre tipi di pilastro presenti nell'edificio.

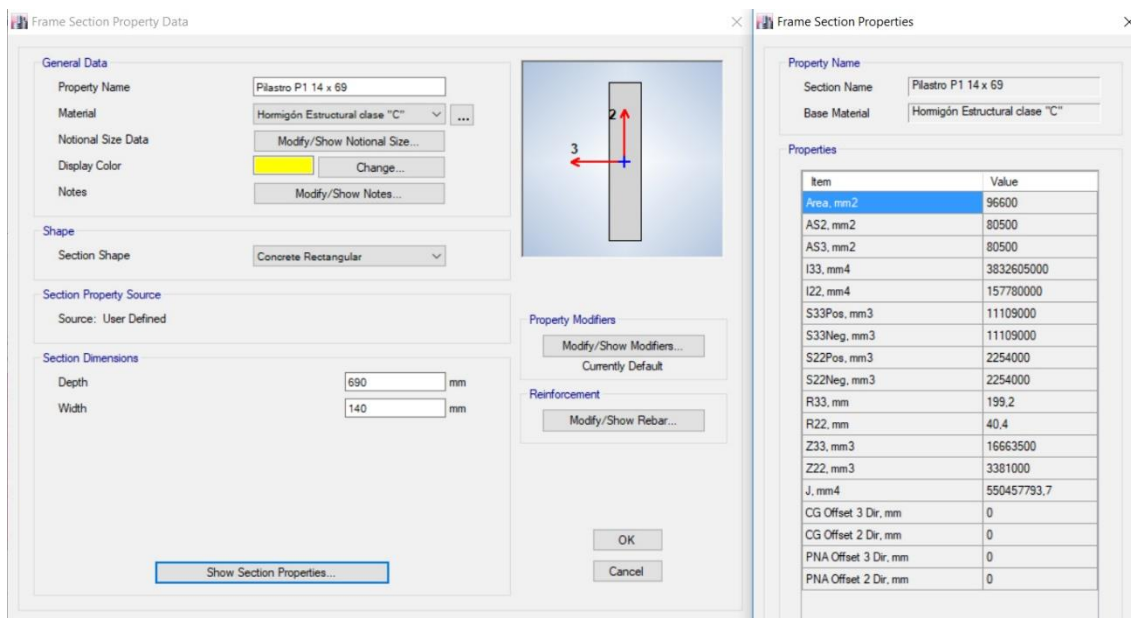


Fig. 2.3.6. Dati relativi alla sezione del pilastro P1

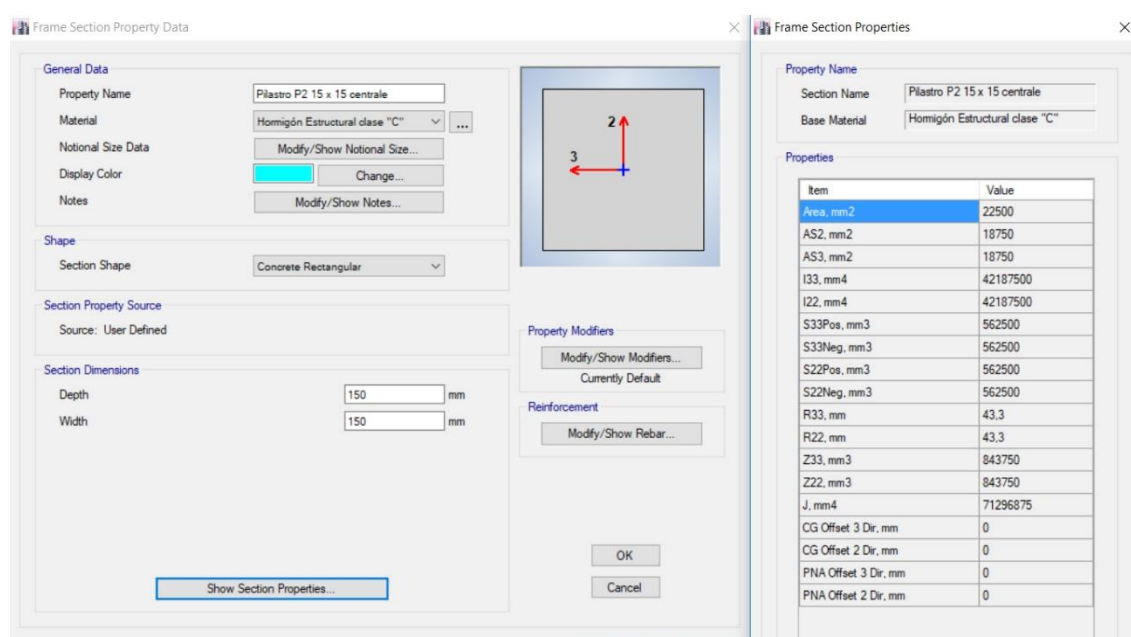


Fig. 2.3.7. Dati relativi alla sezione del pilastro P2

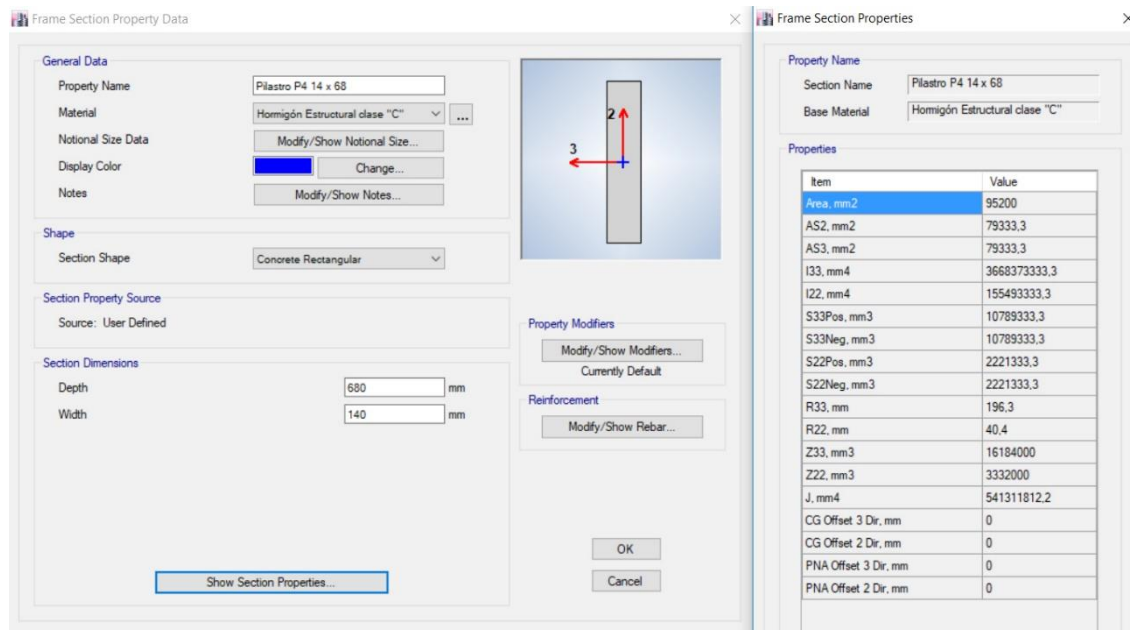


Fig. 2.3.8. Dati relativi alla sezione del pilastro P4

Risulta evidente che i pilastri P1 e P4 siano progettati per resistere alle sollecitazioni in una sola direzione in quanto la loro rigidezza nella direzione principale è circa 24 volte maggiore di quella nella direzione ad essa ortogonale. Per questo motivo, pur descrivendoli, i progettisti, come dei pilastri, essi assumono il comportamento che avrebbero dei setti murari. Anche le dimensioni ridotte delle sezioni dei pilastri P2 colpiscono, ma va specificato che non sono mai isolati, bensì sempre contenuti all'interno di muri in calcestruzzo, per i quali rappresentano piuttosto delle zone confinate. Queste specificazioni risultano determinanti per la maniera in cui il programma interpreta l'input, in quanto un pilastro isolato viene verificato e, di conseguenza, armato nelle due direzioni allo stesso modo, mentre di un setto resistente si trascura la direzione sfavorevole. Inoltre, anche se l'edificio è stato progettato a fine anni '70, ad oggi tali sezioni dei pilastri non sarebbero approvate dalla normativa vigente che impone una dimensione minima del lato più corto del pilastro pari a 48 volte il diametro delle staffe di confinamento o 16 volte il diametro della barra principale d'armatura longitudinale. Essendo la seconda condizione variabile da caso a caso, si può supporre un diametro di 8 mm per le staffe e risulterà un lato minimo di 38,4 cm. Alla luce di tali ragioni, per una risposta sismica più realistica possibile, in fase di analisi i pilastri sono stati modellati come setti murari.

Le travi del modello sono di seguito descritte.

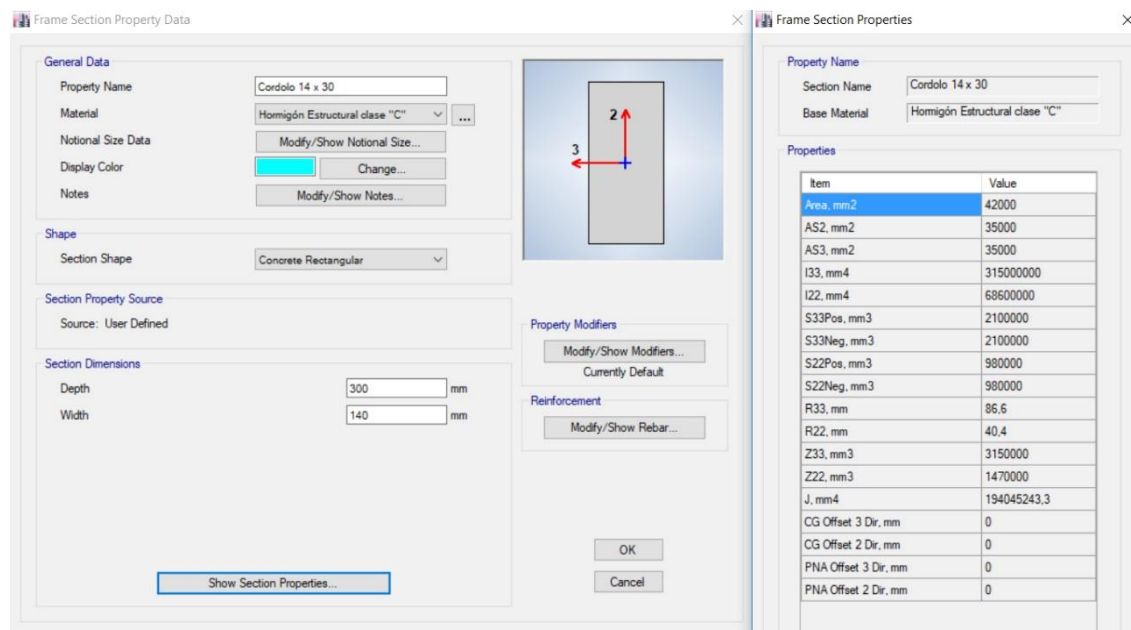


Fig. 2.3.9. Dati relativi alla sezione del cordolo 14 x 30 cm ed alla trave 14 x 30 cm

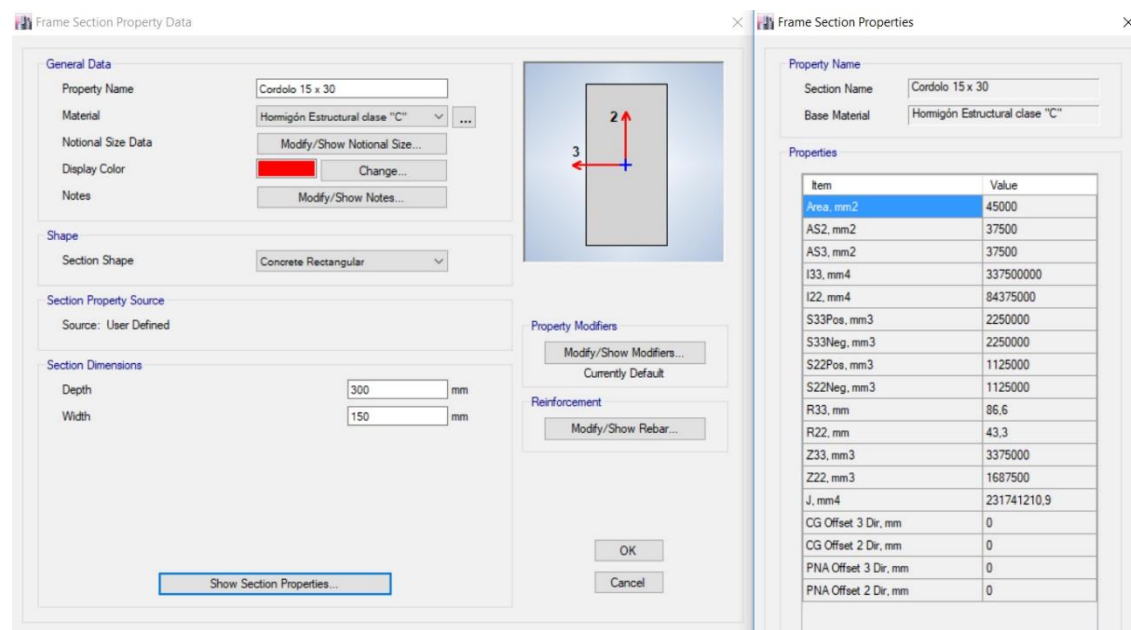


Fig. 2.3.10. Dati relativi alla sezione del cordolo 15 x 30 cm e della trave 15 x 30 cm

Anche le sezioni di travi e cordoli sono senza dubbio esili ma a differenza dei pilastri potrebbero non presentare problemi relativi all'instabilità in quanto sono quasi sempre sorrette dalle pareti dell'edificio lungo tutta la loro lunghezza e per questo nella realtà sono poco sollecitate a flessione. Ad ogni modo risulterebbe difficile disporre l'armatura all'interno di sezioni tanto ridotte e difficilmente sarebbero garantiti dei copriferri sufficienti, i progettisti infatti, per tutti gli elementi in calcestruzzo hanno disposto un

copriferro minimo di 15 mm o del diametro della barra che ricoprono. Questa caratteristica degli elementi in calcestruzzo armato, negli anni si è resa sempre più restrittiva per proteggere l'acciaio dagli agenti atmosferici evitandone l'ossidazione e le espulsioni di calcestruzzo, al giorno d'oggi infatti la ACI 318-05 al § 7.7.1 stabilisce per pilastri e travi un minimo di 40 mm di copriferro mentre per pareti e solette piene, purché non esposte alle intemperie o a contatto con il suolo, un minimo di 20 mm, in caso contrario da 40 a 50 mm.

Di seguito sono descritte le proprietà delle solette portanti che rappresentano i solai

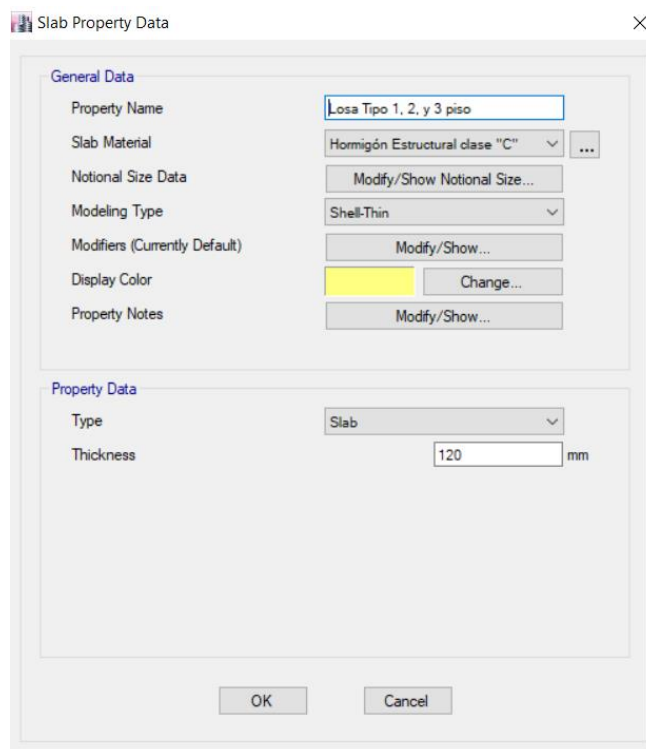


Fig. 2.3.11. Dati relativi alla sezione del solaio

dell'intero La copertura è in lamiera sorretta da travi reticolari “alla tedesca” (W rovesciata) in legno molto comuni in Cile, i cui elementi costituenti hanno sezioni ridotte (5,08 x 10,16 cm la catena e i puntoni e 2,54 x 10,16 cm tutti gli elementi interni). Il passo delle reticolari è di 1 m e sono controventate nelle due direzioni. Nella figura che segue, ritaglio delle tavole di progetto originali, è possibile apprezzarne la forma. In sommità della trave sono presenti dei morali “costanera” tipici da 5,08 x 5,08 cm sui quali poggia direttamente la lamiera di copertura dell'edificio.

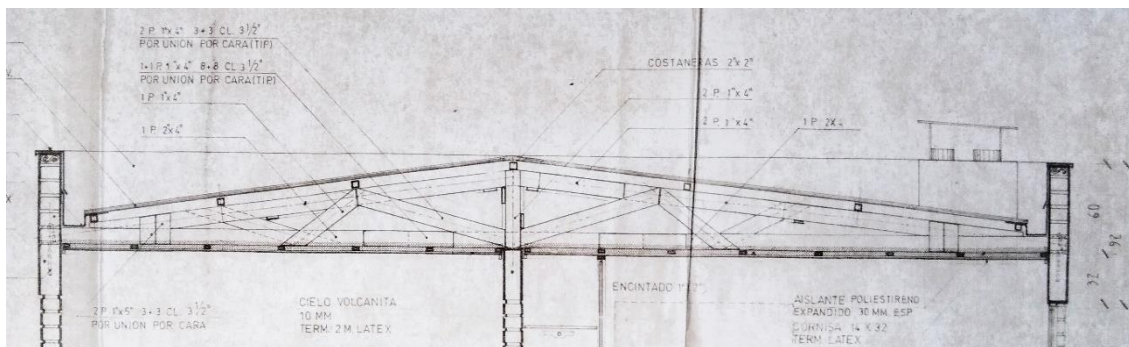


Fig. 2.3.12. Dettaglio della struttura portante di copertura

La descrizione degli input degli elementi strutturali si conclude con le sezioni delle pareti in calcestruzzo armato.

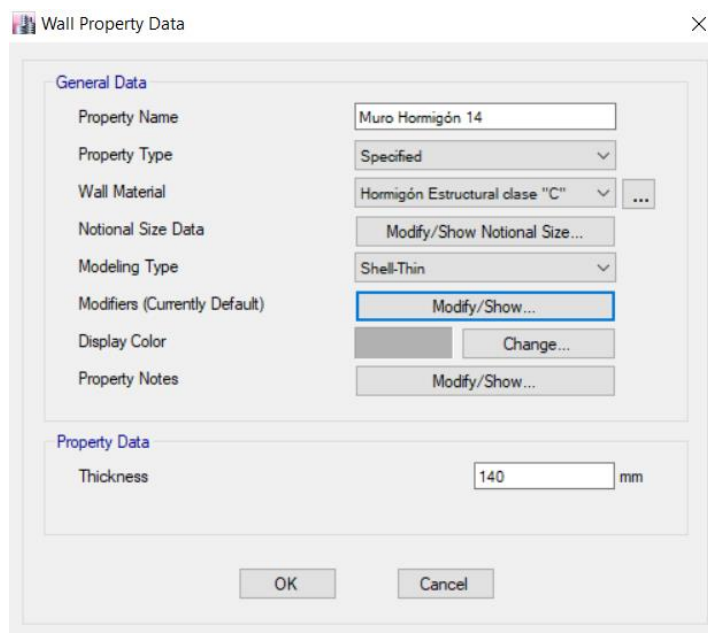


Fig. 2.3.13. Dati relativi alla sezione delle pareti in calcestruzzo armato di spessore 14 cm

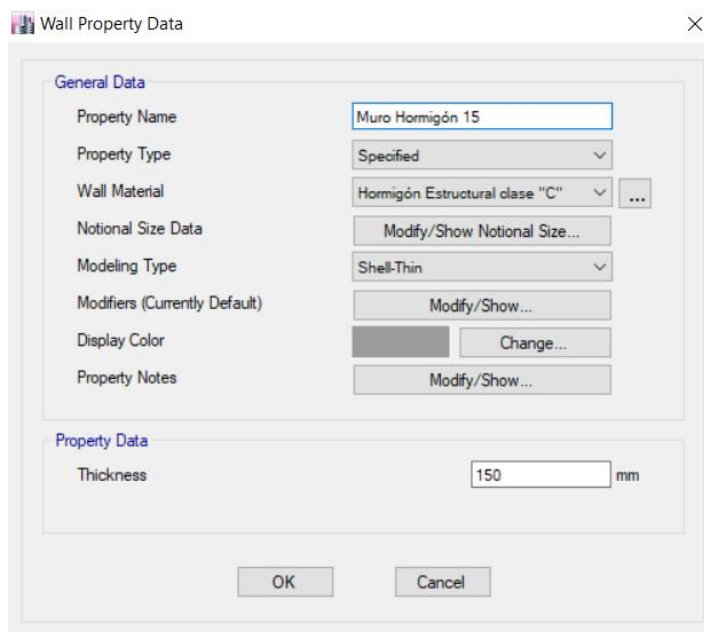


Fig. 2.3.14. Dati relativi alla sezione delle pareti in calcestruzzo armato di spessore 15 cm

Le fondazioni della struttura sono a trave rovescia con misure variabili fra i 40 e 50 cm di larghezza per 100 cm di altezza sovrastata da una trave reggi-pannello di sezione 20 x 20 cm. Tutti gli elementi strutturali sono stati vincolati alla base con degli incastri, bloccando quindi la possibilità di spostamento in qualsiasi direzione o rotazione. Prima di analizzare il modello, i muri ed i solai sono stati suddivisi in *mesh* di 0,30 m ciascuna per l'analisi ad elementi finiti.

2.3.2. Le condizioni di carico applicate alla struttura

Il programma tiene in conto automaticamente di tutti i carichi permanenti (D) degli elementi rappresentati. Per quanto concerne i solai è presente solo il peso proprio della soletta poiché, da dettaglio costruttivo, non sono presenti massetti impiantistici né allettamenti per le finiture, le quali consistono in un tappeto a *moquette* per tutti gli ambienti. Pertanto, gli unici carichi distribuiti aggiuntivi agenti sulla struttura sono quelli variabili (L), pari a $2,00 \text{ kN/m}^2$ per gli ambienti interni dell'abitazione e $2,50 \text{ kN/m}^2$ per le terrazze, i balconi e le zone di collegamento. Per la copertura il valore da prendere in considerazione (L_r) è pari a $1,00 \text{ kN/m}^2$, come specificato al § 6.2 ed alla Tab. 7.3 del § 7.3 della NCh1537Of.86. Il peso complessivo dell'edificio è valutato come i carichi permanenti sommati al 25% dei carichi variabili dell'edificio, come specificato al § 5.5.1 della NCh443.

Il carico della neve (S) è stato considerato in accordo con la NCh431Of.77 nella quale, al § 4.1.1 si specifica che, per coperture con inclinazione inferiore ai 30° (il caso in esame è 7°) si considera come carico della neve il valore n_0 di cui alla Tab. 2 del § 4.4.1 distribuito sulla proiezione orizzontale della copertura, per cui considerando la latitudine ($33^\circ 26' 16,20''$ S) e l'altitudine (567 m s.l.m.), risulta $S = 0,25 \text{ kN/m}^2$.

Per il calcolo del carico orizzontale causato dal vento (W), la norma NCh432Of.71 stabilisce che venga considerato come una serie di forze statiche equivalenti applicate al centro di massa di ciascun piano dell'edificio.

Tali forze sono state definite d'accordo a quanto specificato nella Tab. 1 del § 6.4 di detta norma. La pressione di base del vento q in contesto urbano alla quota 0 m è pari a 55 kg/m^2 mentre alla quota 15 m è di 75 kg/m^2 . Pertanto, interpolando le altezze dei centri di massa dei piani dell'edificio in esame, si ha che:

Piano	Quota [m]	Pressione di base q [kg/m^2]
1	2,33	58,10
2	4,66	61,21
3	6,99	64,32
4 (copertura)	9,32	67,43

Tabella 2.3.3. Valori della pressione di base del vento ai vari livelli della struttura

Essendo specificato al § 9.1 che per ottenere il valore della forza per unità di superficie w bisogna moltiplicare la pressione q per un fattore dovuto alla forma dell'edificio C , si fa riferimento al § 9.2.1 in cui si dice che per costruzioni chiuse con pareti piane e facce perpendicolari alla direzione del vento vale $C = 1,2$.

Pertanto, considerando il passaggio da kg a kN, la forza per unità di superficie ai vari piani è:

Piano	Quota [m]	Forza per unità di superficie w [kN/m ²]
1	2,33	0,70
2	4,66	0,74
3	6,99	0,77
4 (copertura)	9,32	0,81

Tabella 2.3.4. Valori della forza per unità di superficie ai vari livelli della struttura

Per ciascun piano la forza statica equivalente W_i che rappresenta l'azione del vento è data dall'equazione:

$$W_i = A_i \cdot w \quad , \quad (2.3.2)$$

dove A_i è la superficie sulla quale agisce il carico del vento per il piano i . Per i piani intermedi si considererà la metà di muro inferiore alla quota del centro di massa più quella superiore, mentre per la quota di copertura solo quella inferiore.

Essendo la lunghezza dei lati lunghi dei corpi laterali pari a 18,96 m si ottiene la seguente distribuzione di forze statiche equivalenti in direzione x ai quattro livelli dell'edificio:

Piano	Superficie A_i [m ²]	Modulo della forza W_{ix} [kN]
1	44,18	30,93
2	44,18	32,69
3	44,18	34,02
4 (copertura)	22,09	17,89

Tabella 2.3.5. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento in direzione x

La lunghezza dei lati corti dei corpi laterali, sommata a quella del lato lungo del corpo centrale è invece di 51,88 m, pertanto si ottengono i seguenti valori di superfici e forze:

Piano	Superficie A_i [m ²]	Modulo della forza W_{iy} [kN]
1	120,88	84,62
2	120,88	89,45
3	120,88	93,08
4 (copertura)	60,44	48,96

Tabella 2.3.6. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento in direzione y

2.3.3 La valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica (E) ha un processo di determinazione più complesso. Le premesse che saranno valide per i primi due casi studio sono riscontrabili nella NCh433 e di seguito riassunte: trovandosi il caso studio in zona sismica 2 ed essendo di altezza inferiore ai 5 piani e 20 m, i metodi di valutazione dell'azione sismica ammessi sono due: l'analisi statica lineare e l'analisi modale spettrale, come specificato al § 6.2.1 della NCh433. Per prima verrà calcolata l'analisi statica lineare.

Nella seguente tabella si riassumono alcuni parametri che verranno utilizzati nelle formule seguenti e che sono utili a descrivere le caratteristiche dell'edificio:

Oggetto	Simbolo	Valore
Classe d'uso (II) ⁽²⁾	I	1,00
Rapporto di smorzamento viscoso	ζ	5%
Fattore di modificazione della risposta (analisi statica lineare)	R	6 ⁽³⁾
Fattore di modificazione della risposta (analisi modale spettrale)	R_0	9 ⁽⁴⁾
Categoria di sottosuolo	-	C
Accelerazione massima di suolo	A_0	0,30·g
Periodo fondamentale di vibrazione della struttura	T^*	0,157 s

Tabella 2.3.7. Valori dei parametri che rientrano nella valutazione dell'azione sismica

² Tab. 4.1 del § 4.3.1 della NCh433

³ Tab. 5.1 del § 5.11.2 della NCh433

⁴ Tab. 5.1 del § 5.11.2 della NCh433

Si precisa che non si dispone di indagini geotecniche sul tipo di sottofondo e la scelta della categoria dello stesso è un'ipotesi del caso di studio basata su informazioni fornite dall'ufficio catastale di Providencia. Tali informazioni sostengono che la zona in esame disponga di un sottosuolo pressoché uniforme composto principalmente da sabbia compatta, per tali ragioni è stata scelta la categoria di sottosuolo C, di cui di seguito sono elencati i parametri secondo la tabella al § 12.3 del Decreto n. 61/2011:

Parametro	Valore
S	1,05
T_0	0,40 s
T'	0,45 s
n	1,40
p	1,60

Tabella 2.3.8. Parametri rappresentativi del sottosuolo di categoria C

2.3.3.1 L'analisi statica lineare

L'analisi statica lineare richiederà la valutazione del taglio alla base da distribuire, poi, in forze statiche equivalenti a tutti i piani. Il primo passo per la valutazione del taglio alla base equivalente all'azione sismica, è la determinazione del coefficiente sismico C nella seguente maniera:

$$C = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n = \frac{2,75 \cdot 1,05 \cdot 0,30 \cdot g}{g \cdot 6} \cdot \left(\frac{0,45}{0,157}\right)^{1,40} = 0,631 \quad , \quad (2.3.3)$$

Va verificato che tale valore rientri nell'intervallo stabilito al § 15.2 del Decreto n. 61/2011 ed al § 6.2.3.1.2 della NCh433:

$$C_{min} = \frac{A_0 \cdot S}{6 \cdot g} = \frac{0,30 \cdot g \cdot 1,05}{6 \cdot g} = 0,053 \quad , \quad (2.3.4)$$

$$C_{max} = 0,35 \cdot \frac{A_0 \cdot S}{g} = 0,35 \cdot \frac{0,30 \cdot g \cdot 1,05}{g} = 0,110 \quad , \quad (2.3.5)$$

Risulta, quindi, $C > C_{max}$. pertanto C_{max} sarà il valore utilizzato nella formula per il calcolo del taglio alla base.

Di seguito sono elencate le masse ai vari livelli della struttura considerando i carichi permanenti moltiplicati per un fattore 1,00 e quelli variabili moltiplicati per un fattore 0,25:

Piano	Massa m_i [kg]
Base	185.926,99
1	495.453,93
2	495.453,93
3	495.453,93
4 (copertura)	106.380,12
TOTALE	1.872.303,35

Tabella 2.3.9. Valori delle masse ai vari piani

Moltiplicando la massa totale per l'accelerazione di gravità e scalandone il valore per ottimizzare le unità di misura, si ottiene il peso totale dell'edificio P che sarà pari a 17.448,74 kN.

Pertanto il taglio alla base è:

$$Q_0 = C_{max} \cdot I \cdot P = 0,110 \cdot 1,00 \cdot 17448,74 = 1919,36 \text{ kN} \quad (2.3.6)$$

Una volta calcolato il taglio alla base tale valore dovrà essere ripartito proporzionalmente ai pesi ed alle quote di ciascun piano secondo la formula:

$$F_i = Q_0 \cdot \frac{A_i \cdot P_i}{\sum_{j=1}^N (A_j \cdot P_j)} \quad (2.3.7)$$

dove:

$$A_i = \sqrt{1 - \frac{z_{i-1}}{H_{TOT}}} - \sqrt{1 - \frac{z_i}{H_{TOT}}} \quad (2.3.8)$$

in cui:

z_i è la quota del piano i ;

H_{TOT} è l'altezza totale della struttura.

Pertanto, si ha la seguente distribuzione di forze:

Piano	Rapporto di quota A_i	Forza equivalente F_i [kN]
1	0,134	424,35
2	0,159	503,35
3	0,207	655,98
4 (copertura)	0,500	340,03

Tabella 2.3.10. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione sismica agenti ai vari piani

Per simulare l'eccentricità accidentale la norma indica di assegnare dei momenti nei centri di massa del valore di:

$$\pm M_{ix} = F_i \cdot \left(\pm 0,10 \cdot b_{iy} \cdot \frac{z_i}{H_{TOT}} \right) , \quad (2.3.9)$$

per il sisma in direzione x e:

$$\pm M_{iy} = F_i \cdot \left(\pm 0,10 \cdot b_{ix} \cdot \frac{z_i}{H_{TOT}} \right) , \quad (2.3.10)$$

per il sisma in direzione y , dove:

M_{ix} è il momento attorno all'asse z dovuto all'eccentricità della forza agente in direzione x al piano i ;

M_{iy} è il momento attorno all'asse z dovuto all'eccentricità della forza agente in direzione y al piano i ;

b_{iy} è la dimensione dell'edificio lungo il lato y al piano i ;

b_{ix} è la dimensione dell'edificio lungo il lato x al piano i .

Nel caso in esame, ad ogni piano è $b_y = 19,24$ m e $b_x = 57,46$ m.

Pertanto i momenti nei centri di massa saranno:

Piano	Momento M_{ix} [kN·m]	Momento M_{iy} [kN·m]
1	± 204,11	± 609,57
2	± 484,23	± 1.446,14
3	± 946,59	± 2.826,97
4	± 654,23	± 1.953,85

Tabella 2.3.11. Valori dei momenti torcenti applicati ai centri di massa dei vari piani in direzione z per simulare l'eccentricità accidentale

2.3.3.2 L'analisi modale spettrale

Per realizzare l'analisi modale spettrale è necessario determinare lo spettro di progetto della struttura.

Per prima cosa si realizza un'analisi modale per determinare l'intervallo di periodi all'interno del quale la struttura in esame vibrerà sotto l'azione orizzontale, dopodiché si procederà per ciascun periodo (che costituirà l'ascissa della funzione spettrale) alla determinazione del valore dell'accelerazione spettrale (che sarà, invece, l'ordinata di tale funzione). Questo calcolo, per comodità, è stato svolto a mezzo di foglio elettronico, pertanto verranno riportate solo le formule utilizzate per il calcolo ed il grafico risultante. La formula per la determinazione dell'accelerazione spettrale di progetto, per ogni periodo di vibrazione T_n è:

$$S_a = \frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot \left(\frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \right)}{R^*}, \quad (2.3.11)$$

dove:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}}, \quad (2.3.12)$$

in cui:

T^* è il periodo del modo con maggior massa traslazionale equivalente nella direzione di analisi.

Da questo valore dipendono i fattori di modificazione della risposta per cui può capitare che gli spettri nelle due direzioni risultino sensibilmente diversi. Risulta per la direzione x :

$T^*_x = 0,129$ s, quindi $R^*_x = 3,374$:

e per la direzione y :

$T^*_y = 0,143$ s, quindi $R^*_y = 3,559$.

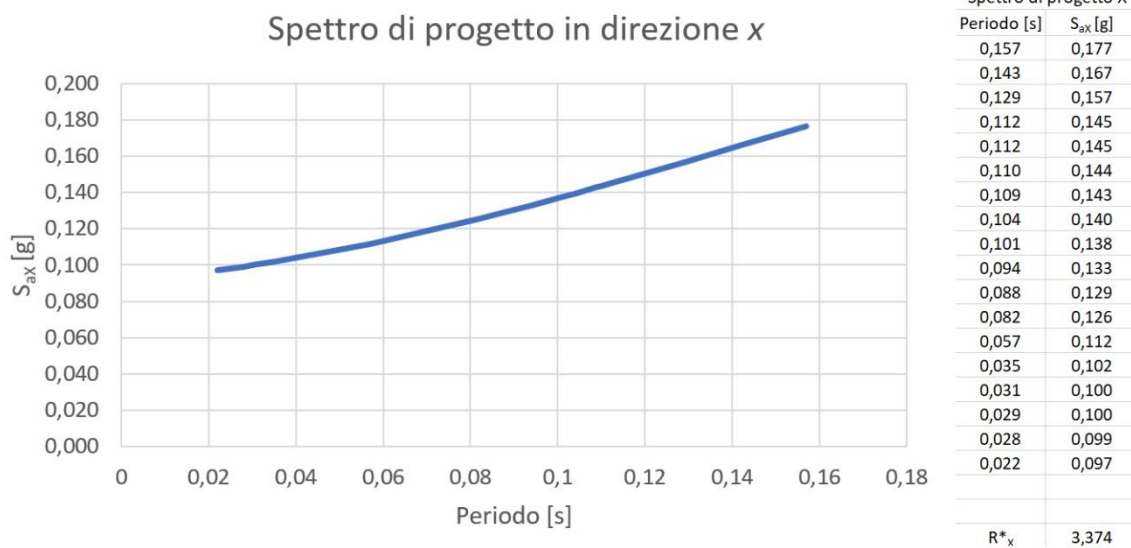


Fig. 2.3.15. Grafico dello spettro di progetto in direzione x espresso in funzione dell'accelerazione di gravità g nell'intervallo di periodi entro cui si muove la struttura

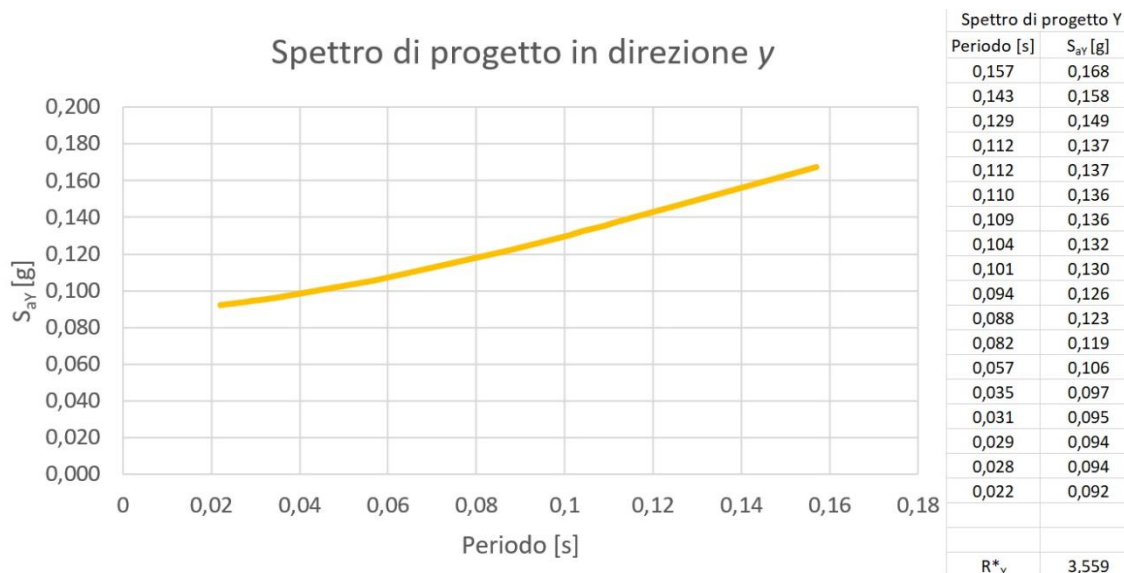


Fig. 2.3.16. Grafico dello spettro di progetto in direzione y espresso in funzione dell'accelerazione di gravità g nell'intervallo di periodi entro cui si muove la struttura

Dalle analisi modali spettrali, risulta che in direzione x lo spettro inserito produce un taglio alla base di 1.334,28 kN, mentre in direzione y di 1.415,81 kN. Come specificato all'art. 14 del Decreto n. 61/2011, essendo $Q_{0\ sp}$ il taglio alla base prodotto dallo spettro di risposta, dev'essere:

$$Q_{0\ sp} \geq \frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot P}{6 \cdot g} = \frac{1,00 \cdot 1,05 \cdot 0,30 \cdot g \cdot 17448,74}{6 \cdot g} = 916,06 \text{ kN} \quad , \quad (2.3.13)$$

La condizione è verificata per entrambe le direzioni.

Al § 6.3.7.2 della NCh433 è specificato che il taglio alla base può essere ridotto qualora superi il valore di $Q_{0\ lim}$:

$$Q_{0\ lim} = C_{max} \cdot I \cdot P = 0,110 \cdot 1,00 \cdot 17448,74 = 1919,36\ kN \quad , \quad (2.3.14)$$

come si nota, non è questo il caso.

2.3.4 Le combinazioni dei carichi applicate alla struttura

Le combinazioni dei carichi utilizzate nell'analisi sono le seguenti, secondo la NCh3171Of.2010:

1	1,4D
2	1,2D + 1,6L + 0,5Lr
3	1,2D + 1,6Lr + 1L
4	1,2D + 1,6Lr + 0,8W
5	1,2D + 1,6W + 1L + 0,5Lr
6	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S
7	0,9D + 1,6W
8	1,2D + 1,6L + 0,5S
9	1,2D + 1,6S + 1L
10	1,2D + 1,6S + 0,8W
11	1,2D + 1,6W + 1L + 0,5S
12	1,2D + 1,4E(sp)x + 1L + 0,2S
13	1,2D + 1,4E(sp)y + 1L + 0,2S
14	1,2D - 1,4E(sp)y + 1L + 0,2S
15	1,2D - 1,4E(sp)x + 1L + 0,2S
16	0,9D + 1,4E(st)
17	0,9D + 1,4E(sp)x
18	0,9D + 1,4E(sp)y
19	0,9D - 1,4E(sp)y
20	0,9D - 1,4E(sp)x

Fig. 2.3.17. Combinazioni dei carichi utilizzate nell'analisi

dove:

$E_{(st)}$ è l'azione sismica applicata secondo l'analisi statica;

$E_{(sp)x}$ è l'azione sismica applicata secondo l'analisi modale spettrale in direzione x ;

$E_{(sp)y}$ è l'azione sismica applicata secondo l'analisi modale spettrale in direzione y .

Prima di procedere con l'analisi occorre assegnare alle pareti di calcestruzzo che lavorano come maschi murari la caratteristica di *pier*, che ne determina tale comportamento.

2.3.5 Le sollecitazioni sugli elementi strutturali

Saranno riportati i risultati più rilevanti dell'analisi in termini di entità delle sollecitazioni in maniera tale da poter comprendere quali sono gli elementi in cui si produce il maggiore sforzo. Ad ogni modo, attraverso l'analisi del software è possibile conoscere sollecitazioni, sforzi e tensioni interne di ciascun elemento in ciascun proprio punto. Per una migliore uniformità si farà riferimento alla griglia di assi cartesiani in Fig. 2.3.18.

Con riferimento alla medesima figura si specifica che in grigio sono rappresentati i solai, in celeste le travi e in rosso i muri resistenti.

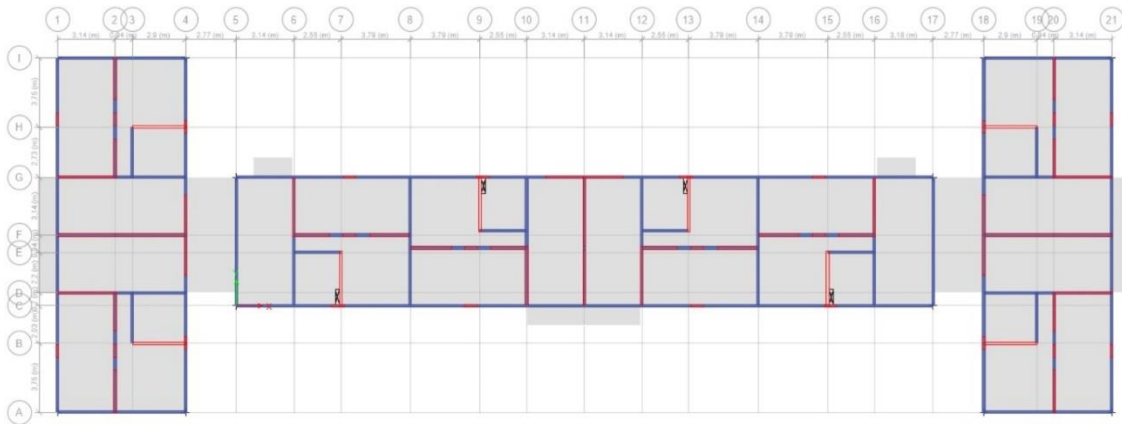


Fig. 2.3.18. Griglia di assi cartesiani di riferimento del modello ETABS

Le maggiori sollecitazioni a momento flettente sulle travi si hanno per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$ per la quale si genera un massimo momento positivo $M^+ = 19,05$ kN·m ed un massimo momento negativo $M^- = -36,88$ kN·m. Entrambi questi valori si verificano sulle travi fra le campate C5 – C7, C7 – C9, C13 – C15, C15 – C17, G7 – G9, G13 – G15. Tali travi sono quelle di maggior lunghezza nell'intero edificio, motivo che spiega come i più alti valori delle sollecitazioni a momento flettente si verifichino su di esse.

Di seguito sono mostrati i diagrammi di momento per la combinazione sopra indicata.

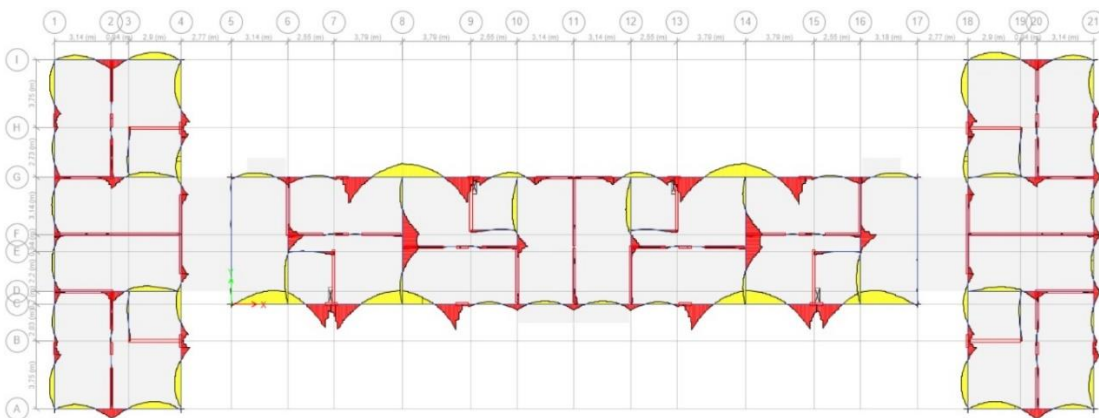


Fig. 2.3.19. Vista in pianta del primo piano dei momenti flettenti agenti sulle travi per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$. In giallo i momenti positivi, in rosso i momenti negativi

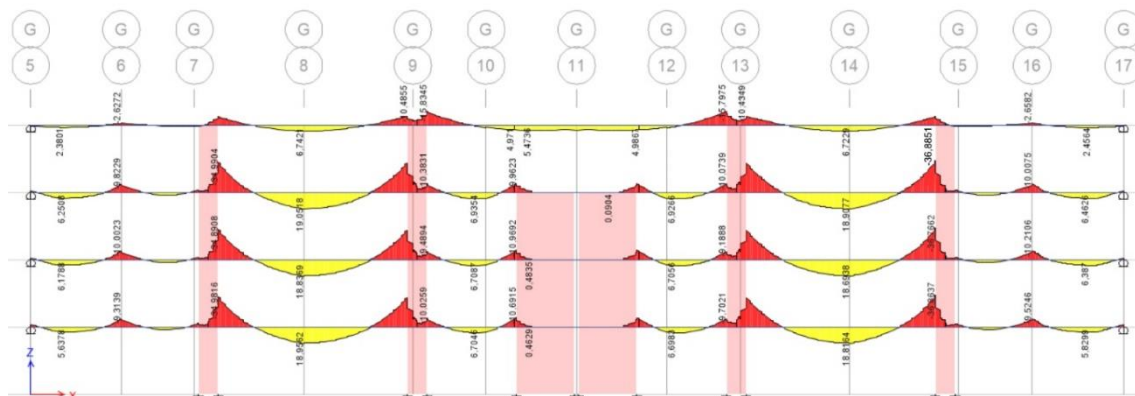


Fig. 2.3.20. Vista in alzato di una parte dell'asse G dei momenti flettenti agenti sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$

Per quanto riguarda il taglio sulle travi i valori massimi si hanno per la stessa combinazione e nelle stesse campate. Tali punte si aggirano tra i 37,6 kN e i 37,9 kN come mostrato dall'immagine seguente. Nella Fig. 2.3.21 i diagrammi di taglio appaiono con numerose creste frastagliate in quanto il programma genera il diagramma di momento non come una parabola ma come una spezzata formata da segmenti inclinati pertanto, una volta integrata, si ottiene un effetto pari a quello in figura. Ad ogni modo tali diagrammi possono essere sintetizzati con linee rette continue che sono il luogo geometrico dei valori della sollecitazione in ciascuna zona della trave.

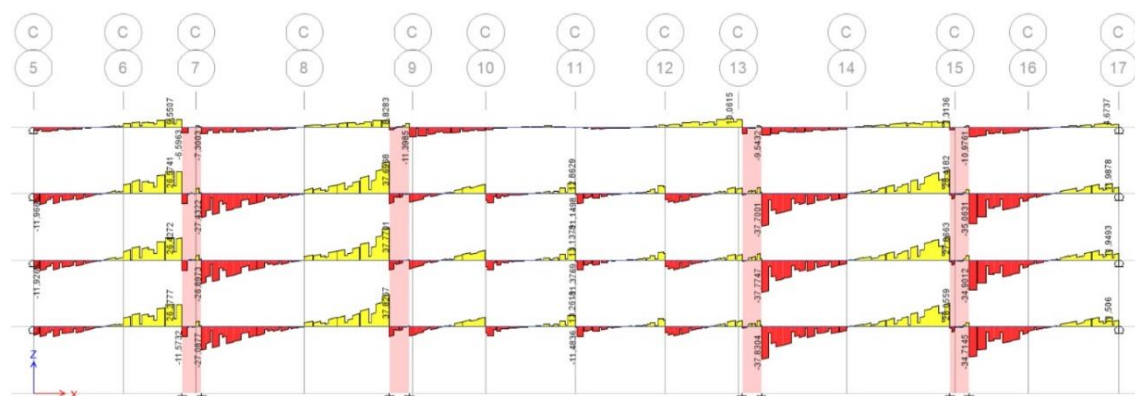


Fig. 2.3.21. Vista in alzato di una parte dell'asse C del taglio agente sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$

L'aspetto più interessante in una struttura a pareti resistenti sono sicuramente le sollecitazioni delle stesse. Le pareti più sollecitate a momento sono quelle del piano terra, con l'intensità della sollecitazione che va riducendosi con l'aumentare dei piani. La combinazione dei carichi che li sviluppa è quella che include l'azione sismica, la maggiore fra le azioni orizzontali. Precedentemente si era mostrato come si procedesse sia con il taglio alla base applicato con analisi statica lineare, sia con analisi modale spettrale. Fra i due il maggiore è quello dell'analisi statica lineare e, infatti, è proprio la

combinazione che include questo tipo di azione quella che più sollecita la struttura. La combinazione presa in esame è la $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$. I momenti maggiori che si verificano sulla struttura verticale sono compresi fra 500 e 655 kN·m, fra questi i più elevati si verificano sui muri in direzione y in quanto con questa orientazione c'è una minor quantità di pareti, le cui lunghezze sommate sono minori di quelle delle pareti in direzione x. Essendo la maggior parte delle pareti di spessore 14 cm, ad eccezione di tre che sono spesse 15 cm risulta chiaro come la lunghezza e il numero di pareti siano gli elementi determinanti per la distribuzione della sollecitazione. Nella direzione y le pareti più sollecitate si trovano sugli assi 7, 11 e 15 e, più precisamente, alle campate C7 – E7, E11 – G11 e C15 – E15. Nella direzione x, invece, le sollecitazioni massime si hanno sui muri dei corpi laterali in corrispondenza delle campate D1 – D2, D20 – D21, F1 – F4, F18 – F24, G1 – G2, G20 – G21.

Di seguito in alzato gli elementi più sollecitati nelle due direzioni.

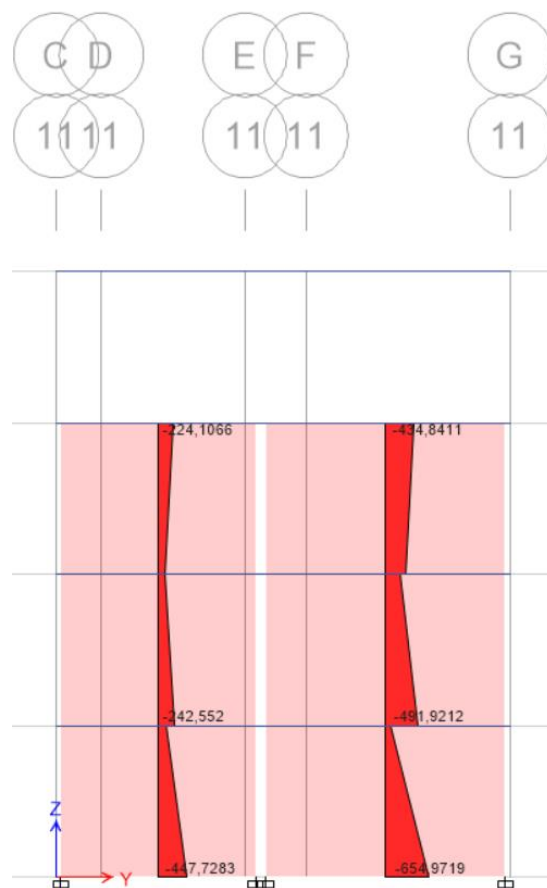


Fig. 2.3.22. Vista in alzato dell'asse 11 del momento flettente agente sui muri ed i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$



Fig. 2.3.23. Vista in alzato di una parte dell'asse D del momento flettente agente sui muri ed i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$

Le sollecitazioni di taglio, in una struttura a pareti resistenti correttamente progettata, risulteranno uniformemente ripartite lungo tutti gli elementi resistenti, purché questi siano omogeneamente distribuiti sulla superficie del piano e disposti in maniera quanto più simmetrica possibile rispetto ai due assi principali dell'edificio cosicché il centro delle rigidezze si discosti il meno possibile dal centro di massa ad ogni piano, in maniera tale da ridurre al minimo gli effetti della torsione accidentale.

Nel caso in esame la distribuzione delle sollecitazioni di taglio risulta abbastanza omogenea, senza picchi eccessivi in zone limitate che potrebbero portare ad instabilità. I valori del taglio sulle pareti, fatta eccezione per i pilastri che agiscono come setti di piccola dimensione e quindi si fanno carico di una piccola percentuale delle sollecitazioni che arrivano dall'azione sismica, va da un minimo di 82,3 kN ad un massimo di 350,4 kN.

In direzione x vi sono i valori più alti, in corrispondenza delle pareti più lunghe, precisamente nei corpi laterali fra gli assi F2 – F4 che di seguito sono mostrate.

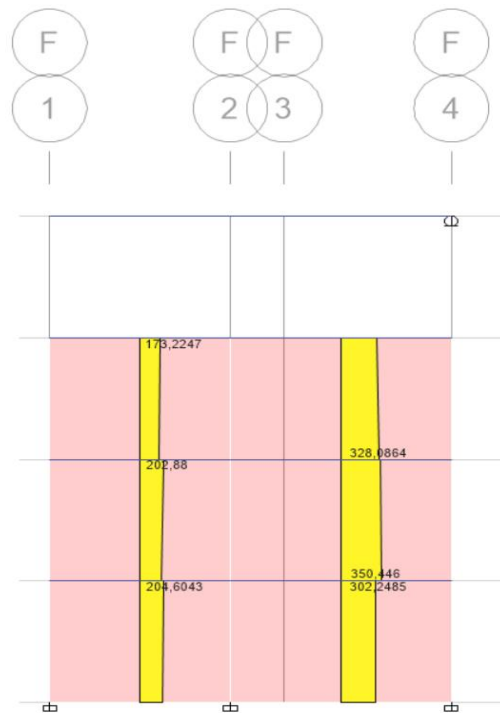


Fig. 2.3.24. Vista in alzato dell'asse F del taglio agente sui muri ed i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$

In direzione y i maggiori valori del taglio si hanno lungo l'asse 11, anche in questo caso in corrispondenza delle pareti più lunghe:

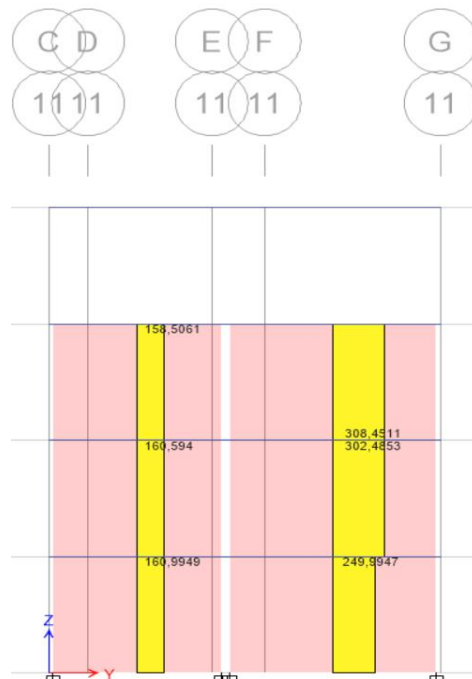


Fig. 2.3.25. Vista in alzato di una parte dell'asse 11 del taglio agente sui muri ed i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$

I valori dello sforzo normale sulle pareti del piano terra variano, per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$, tra minimi di 270 kN e massimi di 465 kN. Le pareti più sollecitate sono quelle fra le campate C7 – E7, C15 – E15, D1 – D2, D20 – D21, F1 – F4, F18 – F21, F6 – G6, F16 – G16, F9 – G9, F13 – G13, G1 – G2, G20 – G21.

2.3.6 Le deformazioni e gli spostamenti della struttura

In merito agli spostamenti la NCh433 al § 6.3.7.2 specifica che se il fattore sismico C risulta maggiore di C_{max} allora le sollecitazioni sugli elementi strutturali possono essere ridotte utilizzando C_{max} per il calcolo del taglio alla base (come è stato fatto precedentemente), ma sottolinea altresì che tale riduzione non può essere applicata agli spostamenti e alle rotazioni della struttura. Pertanto, poiché $C = 0,631$ e $C_{max} = 0,110$, tutte le combinazioni che includano l'azione sismica calcolata con analisi statica lineare, verranno modificate per il solo calcolo degli spostamenti utilizzando anziché il coefficiente 1,4, il seguente valore:

$$1,4 \cdot \frac{C}{C_{max}} = 1,4 \cdot \frac{0,631}{0,110} = 8,031 \quad , \quad (2.3.15)$$

che verrà arrotondato a 8,0.

A tal proposito la NCh433 impone dei limiti agli spostamenti di interpiano che vanno verificati prima di procedere.

Al § 5.9 della NCh433 si specifica che:

- lo spostamento relativo dei centri di massa di due piani consecutivi non può essere maggiore di $0,002 \cdot h_{piano}$;
- lo spostamento relativo di qualsiasi altro punto del piano non può differire per più di $0,001 \cdot h_{piano}$ da quello calcolato nei centri di massa;
- nei piani senza diaframma rigido lo spostamento trasversale massimo di interpiano delle travi che stanno sopra i muri dev'essere uguale o inferiore a $0,002 \cdot h_{piano}$.

Dove h_{piano} è l'altezza di interpiano.

Risulta che gli spostamenti dei centri di massa per la combinazione $1,2 \cdot D + 8,0 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ siano i seguenti:

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	1,18	1,46
2	2,85	3,71
3	4,57	6,09
4 (copertura)	29,55	36,59

Tabella 2.3.12. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Di seguito invece, per la stessa combinazione sono elencati gli spostamenti massimi assoluti ai vari piani:

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	1,25	2,00
2	2,91	5,22
3	4,68	8,68
4 (copertura)	29,55	36,59

Tabella 2.3.13. Valori degli spostamenti massimi assoluti ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Di seguito verranno verificati i tre punti del § 5.9 della NCh433:

Il valore massimo per gli spostamenti di interpiano δ misurati nei centri di massa è:

$$\delta_{max\ CM} = 0,002 \cdot h_{piano} = 0,002 \cdot 2330 = 4,66\ mm \quad , \quad (2.3.16)$$

Piano	$\delta_{interpiano}$ in direzione x [mm]	$\delta_{interpiano}$ in direzione y [mm]	Verificato
1	1,18	1,46	SÌ
2	1,67	2,25	SÌ
3	1,72	2,38	SÌ
4 (copertura)	24,98	30,50	NO

Tabella 2.3.14. Verifica dei valori degli spostamenti di interpiano valutati nei centri di massa dei vari piani nelle due direzioni di analisi

Il valore massimo per la differenza fra gli spostamenti misurati in qualsiasi punto del piano e quelli misurati nel centro di massa è:

$$\delta_{max,punti-CM} = 0,001 \cdot h_{piano} = 0,001 \cdot 2330 = 2,33 \text{ mm} \quad , \quad (2.3.17)$$

Piano	$\delta_{punti-CM}$ in direzione x [mm]	$\delta_{punti-CM}$ in direzione y [mm]	Verificato
1	0,07	0,54	SÌ
2	0,06	1,51	SÌ
3	0,11	2,59	NO
4 (copertura)	0,00	0,00	SÌ

Tabella 2.3.15. Verifica dei valori degli spostamenti valutati nei centri di massa e negli altri punti dei vari piani nelle due direzioni di analisi

Gli spostamenti della struttura sono relativamente piccoli nei primi tre piani mentre risultano maggiori nel quarto, il quale si ricorda non essere dotato di pareti di calcestruzzo. Pertanto i limiti da normativa (al momento del progetto dell'edificio tali limiti non esistevano) non risultano rispettati per lo spostamento di interpiano della copertura, il che era prevedibile a causa della scarsa resistenza a taglio delle murature dell'ultimo piano e dell'inferiore modulo elastico a taglio della muratura rispetto a quello del calcestruzzo. Risulta chiaro, quindi, che la struttura necessita di un irrigidimento importante del suo ultimo livello per essere adeguata ai limiti che la normativa impone al giorno d'oggi.

Per gli spostamenti verticali, la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L_r + 1,0 \cdot L$ produce un valore massimo di 14,5 mm fra le campate C10 – C12 dell'ultimo piano.

Di seguito sono mostrati i valori delle deformazioni sull'intera struttura per le combinazioni sopra citate. La combinazione $1,2 \cdot D + 8,0 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ in direzione x produce la seguente deformata sulla struttura.

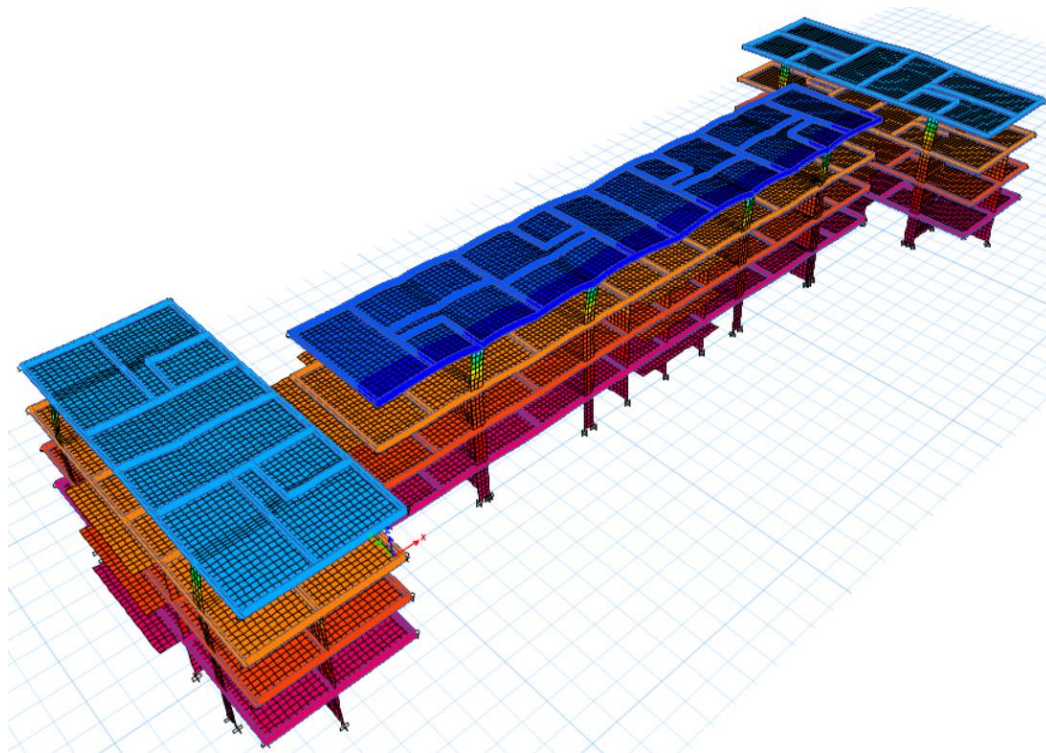


Fig. 2.3.26. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione di carichi $1,2 \cdot D + 8,0 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ in direzione x . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse x . La legenda dei colori è presente in Fig. 2.3.26

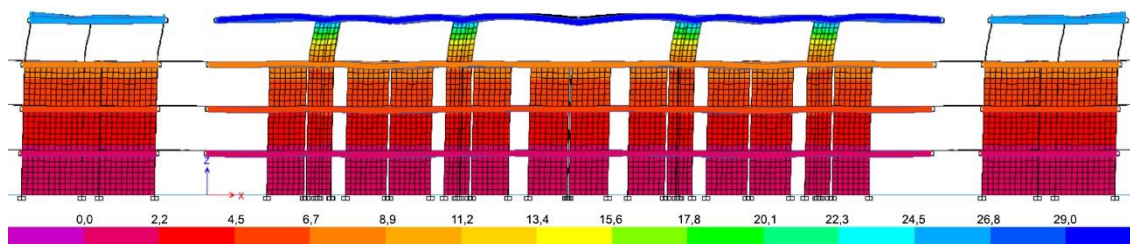


Fig. 2.3.27. Deformata in prospettiva sud della struttura in seguito alla combinazione di carichi $1,2 \cdot D + 8,0 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ in direzione y . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse x

La medesima combinazione in direzione y produce la seguente deformata sulla struttura.

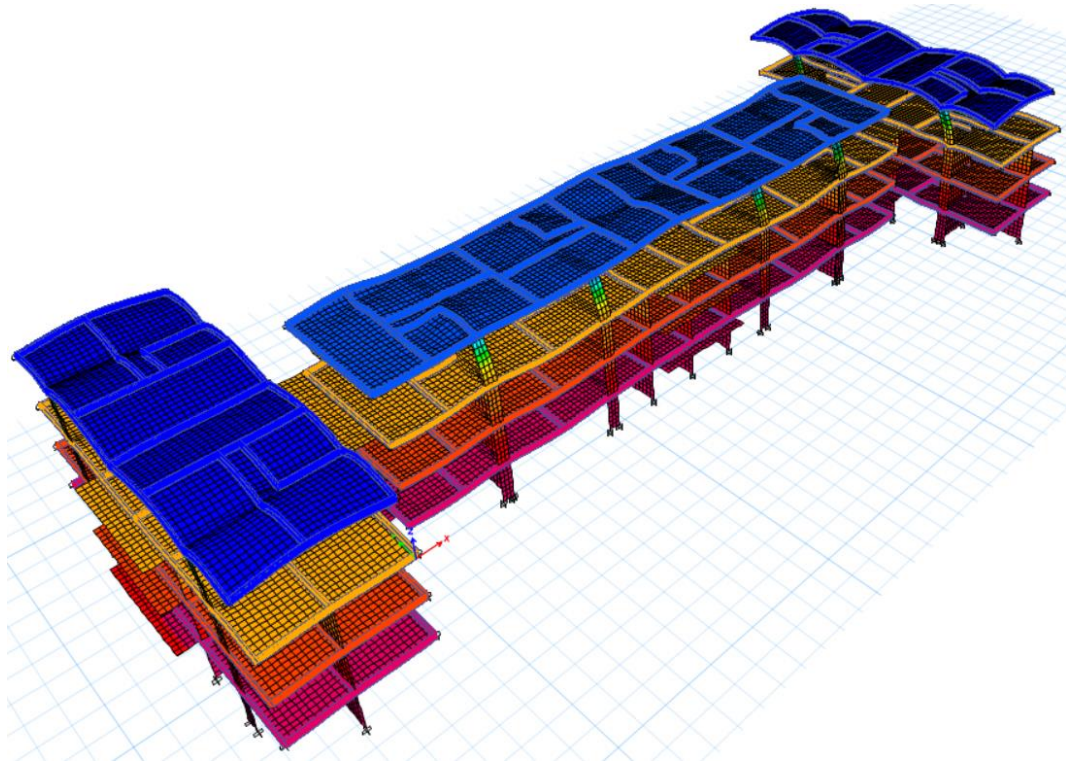


Fig. 2.3.28. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione di carichi $1,2 \cdot D + 8,0 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ in direzione y. I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse y. La legenda dei colori è presente in Fig. 2.3.28

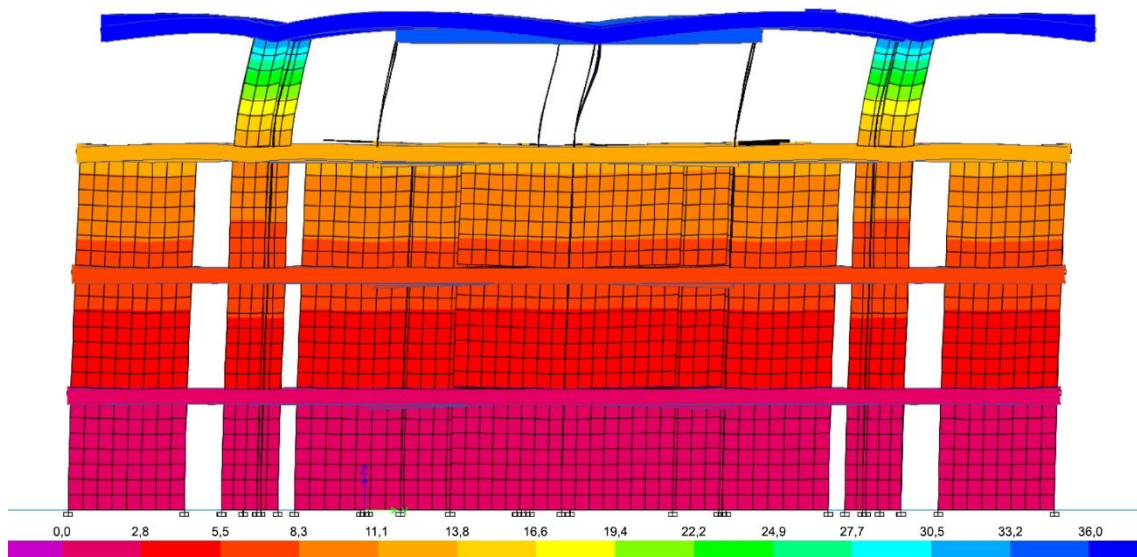


Fig. 2.3.29. Deformata in prospettiva est della struttura in seguito alla combinazione di carichi $1,2 \cdot D + 8,0 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ in direzione y. I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse y

La combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L_r + 1,0 \cdot L$ produce la seguente deformata sulla struttura.

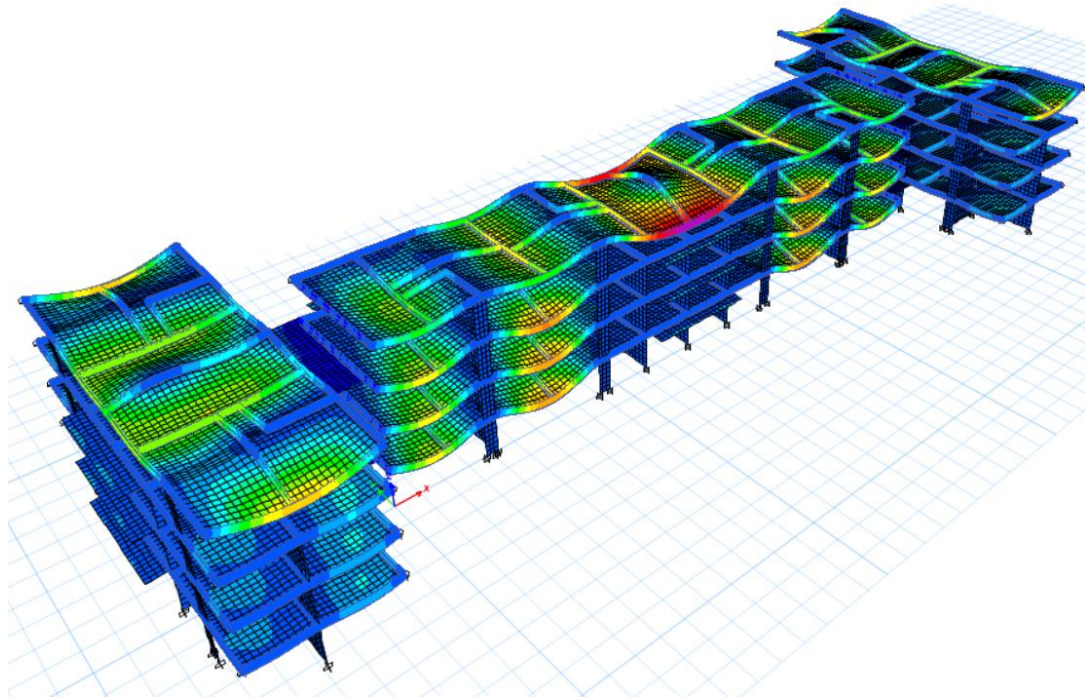


Fig. 2.3.30. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione di carichi $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L_r + 1,0 \cdot L$, che agisce in direzione z . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse z . La legenda dei colori è presente in Fig. 2.3.30

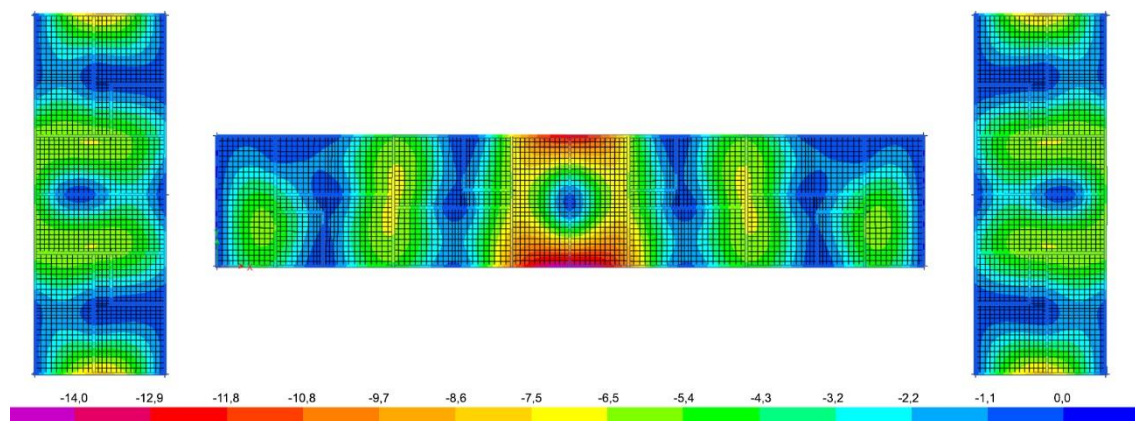


Fig. 2.3.31. Deformata in pianta della copertura della struttura in seguito alla combinazione di carichi $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L_r + 1,0 \cdot L$ che agisce in direzione z . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse z

I maggiori spostamenti verticali, come si può apprezzare nelle Figg. 2.3.30 e 2.3.31, si hanno a livello di copertura per la combinazione indicata. Con tale combinazione, ai piani intermedi si raggiunge uno spostamento di circa 9,70 mm, tuttavia, la combinazione che ne causa i maggiori spostamenti è la $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$, in cui il maggior moltiplicatore è affiancato al carico L che è distribuito sui tre livelli in questione, con valori dello spostamento verticale che arrivano a 10,57 mm.

2.3.7 La quantità di armatura richiesta

Il software, in conclusione dell'analisi, propone la quantità di armatura necessaria per ciascun elemento rispettando il più possibile una lunga serie di criteri imposti dall'utente fra cui la normativa da utilizzare, il diametro più piccolo e più grande ammessi per ciascun elemento, il copriferro minimo, le combinazioni per le quali eseguire il calcolo, ed altri ancora.

Si illustrano di seguito i parametri per la scelta dell'armatura delle travi.

Rebar Selection Rules for Beams ×

Detailing for Non-Seismic Requirements

	Top Rebar	Bottom Rebar
Smallest Bar Size	12	12
Largest Bar Size	50	50
Preferred Bar Size	14	14
Minimum Number of Bars	2	2

Stirup Bars - Sizes and Spacings	
Smallest Bar Size	8
Largest Bar Size	10
Minimum Spacing (mm)	50
Maximum Spacing (mm)	600

Detailing for Seismic Requirements

	Top Rebar	Bottom Rebar
Smallest Bar Size	12	12
Largest Bar Size	50	50
Preferred Bar Size	14	14
Minimum Number of Bars	2	2

Stirup Bars - Sizes and Spacings	
Smallest Bar Size	8
Largest Bar Size	10
Minimum Spacing (mm)	50
Maximum Spacing (mm)	600

Fig. 2.3.32. Parametri preferibili dell'armatura per le travi in calcestruzzo armato

Per l'armatura dei setti murari:

Rebar Selection Rules for Wall Piers

Section	Parameter	Value	Unit
Vertical Bars - Unconfined Zones	Smallest Bar Size	8	
	Largest Bar Size	32	
	Preferred Corner/Joint Bar Size	12	
	Preferred Middle Bar Size	12	
	Minimum Spacing of Bars	50	mm
	Maximum Spacing of Bars	450	mm
Transverse Bars - Unconfined Zones	Smallest Bar Size	8	
	Largest Bar Size	25	
	Preferred Bar Size	10	
	Minimum Spacing of Bars	75	mm
	Maximum Spacing of Bars	450	mm
	Preferred Bar Arrangement	Straight	
Vertical Bars - Confined Zones	Smallest Bar Size	8	
	Largest Bar Size	32	
	Preferred Corner/Joint Bar Size	16	
	Preferred Middle Bar Size	12	
	Minimum Spacing of Bars	50	mm
	Maximum Spacing of Bars	150	mm
Transverse Bars - Confined Zones	Smallest Bar Size	8	
	Largest Bar Size	25	
	Preferred Bar Size	10	
	Minimum Spacing of Bars	75	mm
	Maximum Spacing of Bars	450	mm
	Preferred Bar Arrangement	Hoops	

Buttons: OK, Cancel

Fig. 2.3.33. Parametri preferibili dell'armatura dei setti murari resistenti in calcestruzzo armato

Per l'armatura dei solai:

Rebar Selection Rules for Slabs and Mats

Section	Parameter	Value	Unit
Rebar Size, Spacing, Length	Smallest Bar Size	6	
	Largest Bar Size	50	
	Minimum Number of Bars	2	
	Maximum Excess Area (%)	15	
	Minimum Spacing of Bars	50	mm
	Maximum Spacing of Bars	450	mm
	Smallest Rebar Length	900	mm
Preferred Rebar Sizes	Column Strip, Top	12	
	Column Strip, Bottom	10	
	Middle Strip, Top	10	
	Middle Strip, Bottom	12	
User Minimum Reinforcement - Slabs	Enforce User Minimum Reinforcement	<input type="checkbox"/>	
	Column Strip, Top (%)		
	Column Strip, Bottom (%)		
	Middle Strip, Top (%)		
	Middle Strip, Bottom (%)		
	Stirrups	<input type="checkbox"/>	
User Minimum Reinforcement - Waffles and Ribs	Top Slab Rebars		
	Bar Size	10	
	Bar Spacing	450	mm
	Rib Rebars		
	Top Bars	10	Minimum Number: 2
	Bottom Bars	16	Minimum Number: 2
Rebar Around Openings	Bar Size	12	
	No. of Bars at Each Edge	2	
	Bar Extension Into Slab	600	mm
	Diagram		

Buttons: OK, Cancel

Fig. 2.3.34. Parametri preferibili dell'armatura delle solette piene in calcestruzzo armato

L'ultima parte è quella della selezione delle combinazioni per le quali calcolare l'armatura, normalmente si selezionano solo quelle che hanno mostrato essere le più gravose in termini di sollecitazioni e deformazioni, pertanto si ha la seguente lista:

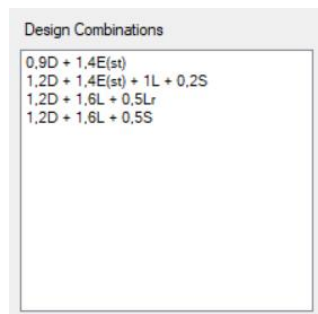


Fig. 2.3.35. Combinazioni utilizzate per il calcolo dell'armatura necessaria

In primo luogo, si è scelto di calcolare l'armatura delle travi. Ci si è soffermati sul cordolo fra le campate G13 – G15 del terzo piano, una delle travi più sollecitate dell'edificio.

La prima serie di risultati che si ottengono è la seguente.

Concrete Beam Design Information (ACI 318-08) ×

Story: Story3 Section Name: Cordolo 14 x 30
 Beam: B41

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
1,2D + 1,6L	3,3850	44	326	0,00
1,2D + 1,6L	3,6625	44	338	0,00
1,2D + 1,6L	3,6625	44	339	0,00
1,2D + 1,6L	3,7000	44	340	0,00
1,2D + 1,6L	3,7000	44	341	0,00
1,2D + 1,6L	3,9400	44	346	0,00
1,2D + 1,6L	3,9400	44	349	0,00
1,2D + 1,6L	4,1000	44	342	0,00
1,2D + 1,6L	4,1000	44	332	0,00
1,2D + 1,6L	4,2175	44	328	0,00
1,2D + 1,6L	4,2175	44	323	O/S #45
1,2D + 1,6L	4,5000	44	294	O/S #45
1,2D + 1,6L	4,5000	44	290	O/S #45
1,2D + 1,6L	4,7725	44	257	O/S #45
1,2D + 1,6L	4,7725	44	250	O/S #45

Overwrites Summary Flex. Details Shear Envelope

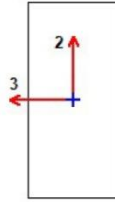
OK Cancel

Fig. 2.3.36. Quantità di armatura prevista per il cordolo fra le campate G13 – G15

La premessa da far notare è che quanto riportato in Fig. 2.3.36 è solo una piccola parte di una lunga lista di valori validi per la trave in esame come si può capire dalla posizione del cursore sulla destra. Nella prima colonna di sinistra è indicata la combinazione alla

quale si riferiscono i valori che seguono. Nella seconda colonna è indicato il punto della trave, espresso in metri, al quale fanno riferimento i valori seguenti. Le due colonne seguenti rappresentano rispettivamente la quantità di armatura longitudinale superiore e quella inferiore espresse in mm^2 . Infine, l'ultima colonna rappresenta l'armatura trasversale (a taglio) richiesta. Si nota che in Fig. 2.3.36 ci sono alcuni valori di tale colonna che riportano la scritta "O/S #45", tale stringa è il codice che il programma utilizza per indicare che la tensione imposta dalle sollecitazioni di taglio non può essere sopportata dalla sezione, in sostanza suggerisce indirettamente un aumento delle dimensioni della sezione della trave cosicché il taglio sia correttamente resistito dalla trave e l'eventuale staffatura possa essere contenuta all'interno della sezione rispettando i copriferri. Si ricorda che la sezione del cordolo in esame, come di tutte le travi dell'edificio è di 14 x 30 cm. La dicitura "O/S #45" si presenta in moltissime travi dell'edificio in esame, situazione che porta a pensare che le dimensioni della sezione di tali elementi siano troppo ridotte per le sollecitazioni alle quali è sono sottoposti. I pulsanti sottostanti l'elenco in Fig. 2.3.35 offrono dettagli sulle entità delle sollecitazioni per qualsiasi punto di controllo della trave e motivano numericamente la quantità di armatura proposta.

Di seguito si propone un esempio della scheda “Summary” in cui sono sintetizzate le armature per il punto 3,94 m, la mezzeria della campata.



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story3	B41	249	Cordolo 14 x 30	1,2D + 1,6L + 0,5Lr	3940	7260	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _r (mm)	d _s (mm)	d _{cl} (mm)	d _{cb} (mm)
140	300	140	0	20	20

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
18000	14,65	1	280	280

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment kN-m	Design +Moment kN-m	-Moment Rebar mm ²	+Moment Rebar mm ²	Minimum Rebar mm ²	Required Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	-2,3187		33	0	44	44
Bottom (-2 Axis)		22,1593	0	349	193	349

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kN	Shear ΦV_c kN	Shear ΦV_s kN	Shear V _p kN	Rebar A _v /S mm ² /m
2,6118	18,6877	0	0,912	0

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

$\Phi^* T_u$ kN-m	T _{cr} kN-m	Area A _o mm ²	Perimeter, p _h mm	Rebar A _t /s mm ² /m	Rebar A _t mm ²
0,7922	0,4778	9169,1	524,4	205,71	130

Fig. 2.3.37. Riassunto dei materiali, della sezione, delle combinazioni, dei coefficienti, delle sollecitazioni che hanno giustificato la scelta della quantità di armatura del cordolo

Allo stesso modo, tale scheda è disponibile anche per quanto riguarda l'armatura dei setti murari. Di seguito si riporta il dettaglio dell'armatura per la parete fra le campate C11 – E11, una delle più sollecitate della struttura.

Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
Story1	P68	18960	1570	3000	150	1

Material Properties				
E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
18000	14,65	1	280	280

Design Code Parameters						
Φ _T	Φ _C	Φ _V	Φ _V (Seismic)	IP _{MAX}	IP _{MIN}	P _{MAX}
0,9	0,65	0,75	0,6	0,04	0,0025	0,8

Pier Leg Location, Length and Thickness							
Station Location	ID	Left X ₁ mm	Left Y ₁ mm	Right X ₂ mm	Right Y ₂ mm	Length mm	Thickness mm
Top	Leg 1	18960	70	18960	3070	3000	150
Bottom	Leg 1	18960	70	18960	3070	3000	150

Flexural Design for P _u , M _{u2} and M _{u3}								
Station Location	Required Rebar Area (mm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u kN	M _{u2} kN-m	M _{u3} kN-m	Pier A _g mm ²
Top	1125	0,0025	0,0029	1,2D + 1,6L + 0,5S	407,572	-0,0022	-44,3523	450000
Bottom	2177	0,0048	0,0029	0,9D + 1,4E(st)	-167,1795	2,5869	-439,8512	450000

Shear Design								
Station Location	ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	P _u kN	M _u kN-m	V _u kN	ΦV _c kN	ΦV _n kN
Top	Leg 1	375	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S	-37,5521	43,6023	160,9949	277,5429	466,5429
Bottom	Leg 1	375	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S	-6,7053	418,8059	160,9949	282,1699	471,1699

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4) (Part 1 of 2)							
Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P _u kN	M _u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa
Top-Left	Leg 1	Not Required	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S	749,4661	-115,1759	2,18	2,93
Top-Right	Leg 1	Not Required	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S	749,4661	43,6023	1,86	2,93
Bottom-Left	Leg 1	353,7	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S	780,3129	-447,7283	3,72	2,93
Bottom-Right	Leg 1	353,7	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S	780,3129	418,8059	3,6	2,93

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4) (Part 2 of 2)	
C Depth mm	C Limit mm
634,5	714,3
634,5	714,3
653,7	714,3
653,7	714,3

Fig. 2.3.38. Riassunto dei materiali, della sezione, delle combinazioni, dei coefficienti, delle sollecitazioni che hanno giustificato la scelta della quantità di armatura della parete

Per quanto riguarda l'armatura delle solette di calcestruzzo ogni solaio è stato diviso in fasce di 50 cm di larghezza nelle due direzioni per le quali il programma genera la quantità di armatura superiore ed inferiore. A titolo di esempio si propongono i risultati per alcuni solai del terzo piano fra gli assi 5 e 10. Nell'immagine che segue la dicitura che indica due numeri separati da un trattino sta a significare che la prima cifra rappresenta il numero di barre mentre la seconda il diametro delle stesse espresso in millimetri, per cui "2-10", ad esempio, indica che nella precisa fascia di 50 cm sopra la quale appare tale scritta sono

richieste 2 barre di diametro 10 mm ciascuna. Le aree campite di rosso saranno quelle sottoposte a momento flettente negativo, mentre quelle in giallo a momento flettente positivo in maniera tale da aiutare l'utente a comprendere se la quantità di armatura indicata vada posta nella parte superiore o inferiore della soletta, mentre in blu è rappresentata la lunghezza minima della barra, ad ogni modo è possibile avere il dettaglio di ogni singola fascia.

Analizzando tali dati, si stimerà la quantità media richiesta e si progetterà una maglia bidirezionale a passo regolare, con la possibilità di porre dei rinforzi in specifiche zone che li richiedano.

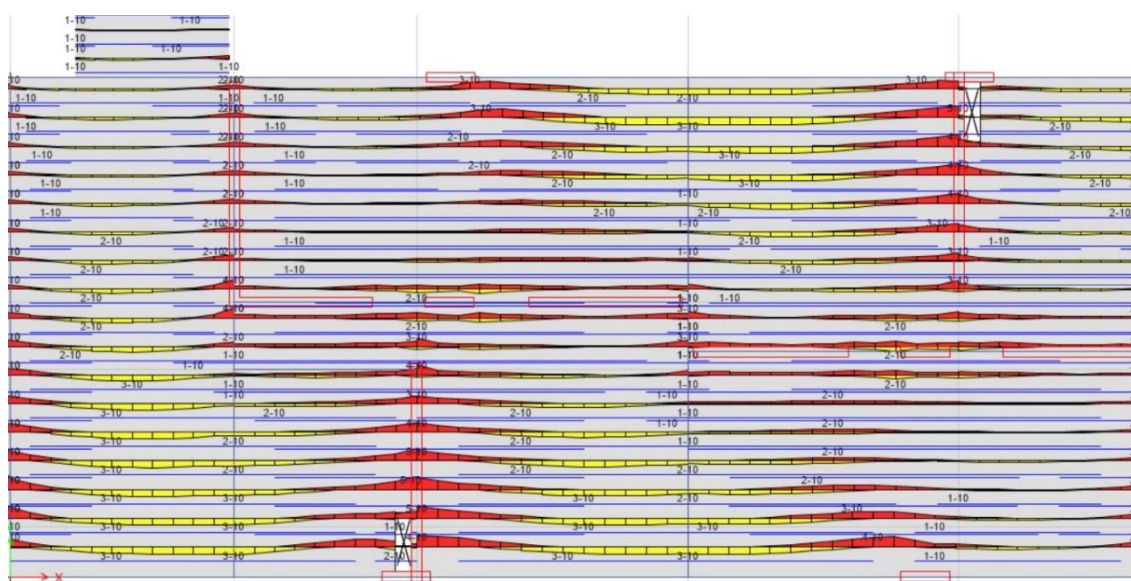


Fig. 2.3.39. Quantità di armatura a flessione richiesta su alcuni solai del terzo piano in direzione orizzontale

Infine, per una miglior comprensione il software permette di esportare in forma tabulare tutta la quantità di armatura richiesta dalle travi, suddivisa per zone del singolo elemento come illustra l'immagine seguente:

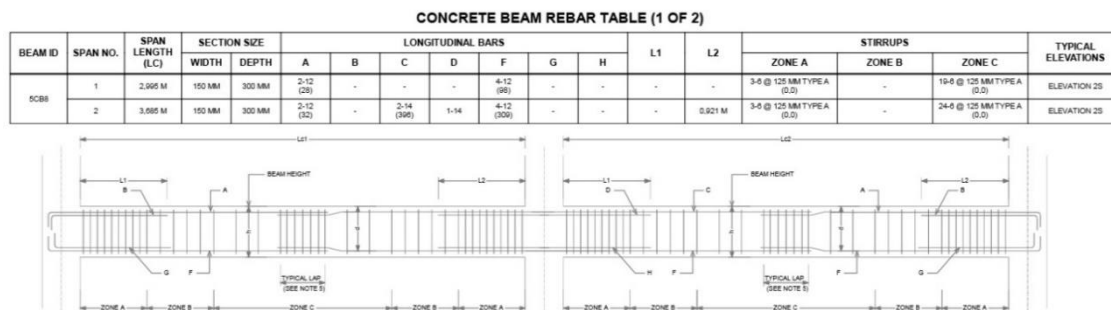


Fig. 2.3.40. Tabella che indica la posizione delle singole barre d'armatura longitudinali e trasversali nell'alzato di ciascuna trave

Per le pareti resistenti il software fornisce, oltre alla quantità numerica, la possibilità di visualizzare l'alzato e la sezione trasversale ad ogni piano per ogni singola parete.

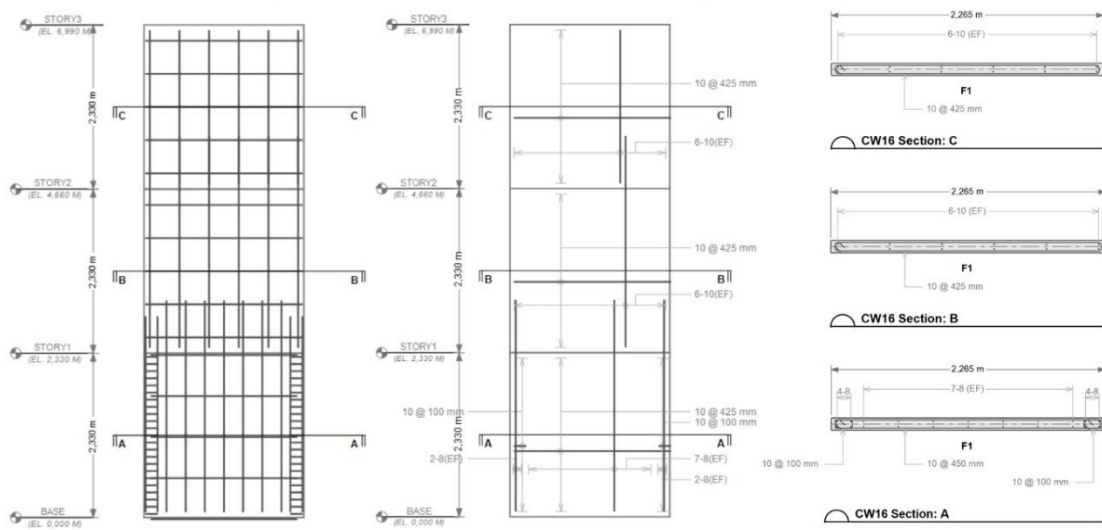


Fig. 2.3.41. Armatura di una parete rappresentata in alzato con tutte le barre, in alzato sintetizzato ed in sezione a ciascun piano

2.4 Caso 2 – Struttura a telaio secondo la normativa cilena

Il secondo caso di questa analisi rappresenta una modifica della struttura originale secondo il tipo e la tradizione costruttiva italiana: un edificio a telaio in calcestruzzo armato. Rispetto agli edifici a pareti resistenti, gli edifici a telaio sono composti esclusivamente da pilastri e travi tra di essi collegati con il fine di spostarsi in maniera uniforme sotto le azioni orizzontali di vento e sismi, distribuendo le sollecitazioni uniformemente su tutti gli elementi portanti. I pilastri sono elementi snelli che per caratteristiche geometriche, a differenza delle pareti resistenti, rispondono meglio alle sollecitazioni di momento flettente piuttosto che di taglio. Chiaramente è possibile irrigidire il sistema, qualora l'analisi lo richiedesse, infittendo il passo dei telai oppure aumentando le sezioni degli elementi resistenti.

2.4.1 L'edificio: informazioni geometriche e proprietà dei materiali

Di seguito è mostrata la geometria dell'edificio:

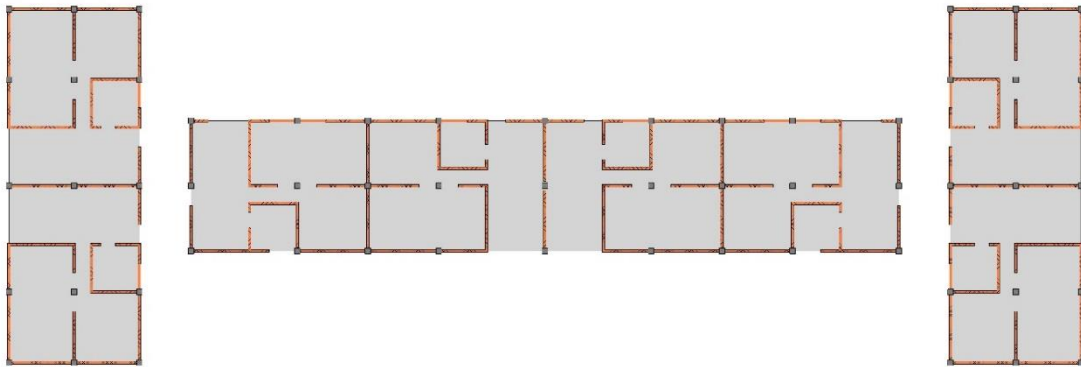


Fig. 2.4.1. Pianta architettonica del piano terra

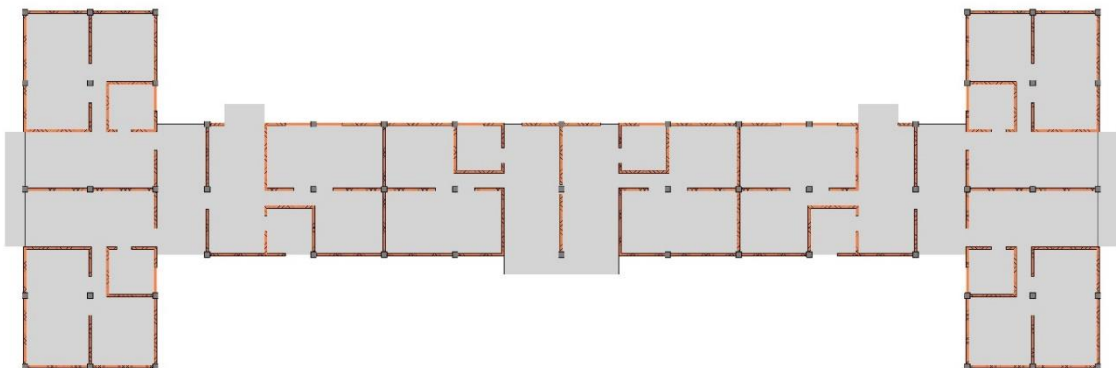


Fig. 2.4.2. Pianta architettonica dei piani primo, secondo e terzo

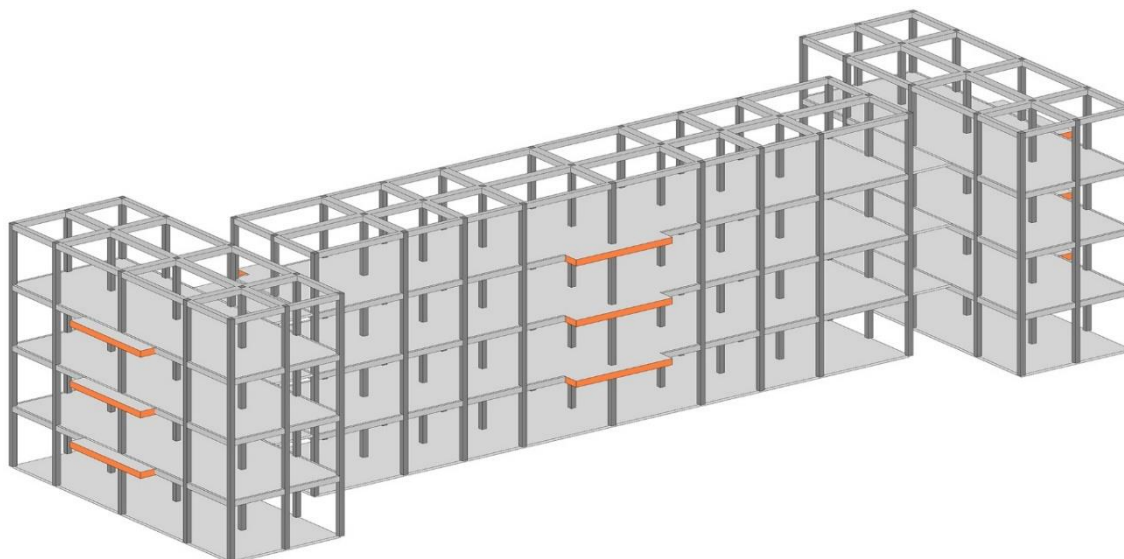


Fig. 2.4.3. Vista assometrica tridimensionale della struttura portante dell'edificio

Nel caso in esame le proprietà dei materiali sono le stesse del caso 1. Per quanto riguarda le quote, per garantire un'altezza interna di 2,80 m (il minimo da normativa italiana è di 2,70 m), l'altezza d'interpiano è stata cambiata da 2,33 m a 3,30 m. Per le sezioni degli elementi invece, richiedendo la NTC 2008, al § 7.4.6.1 un minimo di 20 cm di larghezza per le travi, un rapporto fra base e altezza della trave di almeno 0,25 ed un lato minimo del pilastro di 25 cm si è deciso di sviluppare il telaio strutturale nella maniera che segue. La sezione dei pilastri ed i relativi parametri.

The screenshot shows two windows from a software application. The left window, titled 'Frame Section Property Data', contains the following information:

- General Data:** Property Name: Pilastro 35 x 35; Material: Hormigón Estructural clase "C"; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Change...; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:** Source: User Defined
- Section Dimensions:** Depth: 350 mm; Width: 350 mm
- Property Modifiers:** Modify/Show Modifiers... (Currently Default)
- Reinforcement:** Modify/Show Rebar...

The right window, titled 'Frame Section Properties', shows a table of properties for the 'Pilastro 35 x 35' section:

Item	Value
Area, mm ²	122500
AS2, mm ²	102083,3
AS3, mm ²	102083,3
I33, mm ⁴	1250520833,3
I22, mm ⁴	1250520833,3
S33Pos, mm ³	7145833,3
S33Neg, mm ³	7145833,3
S22Pos, mm ³	7145833,3
S22Neg, mm ³	7145833,3
R33, mm	101
R22, mm	101
Z33, mm ³	10718750
Z22, mm ³	10718750
J, mm ⁴	2113380208,3
CG Offset 3 Dir, mm	0
CG Offset 2 Dir, mm	0
PNA Offset 3 Dir, mm	0
PNA Offset 2 Dir, mm	0

Fig. 2.4.4. Dati relativi alla sezione del pilastro 35 x 35 cm

Le sezioni delle travi ed i relativi parametri:

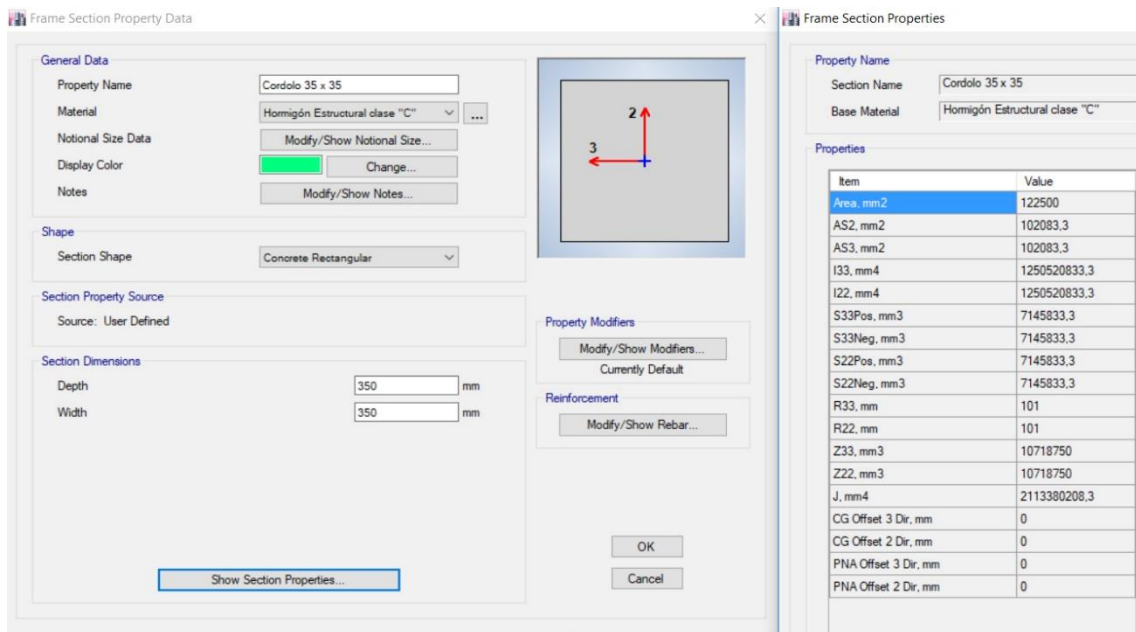


Fig. 2.4.5. Dati relativi alla sezione del cordolo 35 x 35 cm

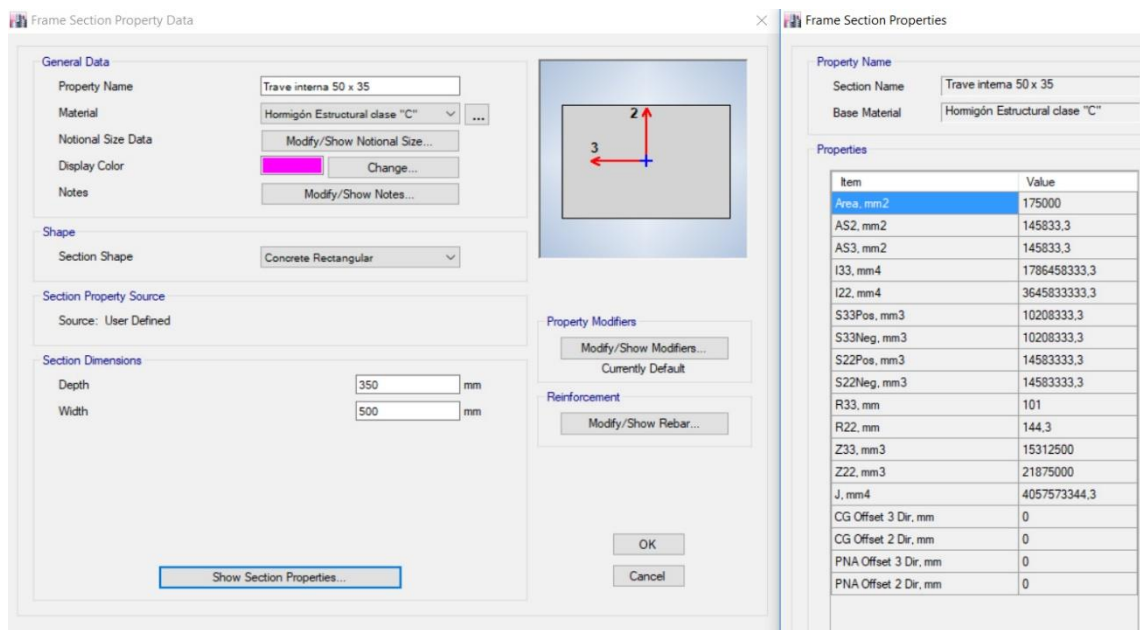


Fig. 2.4.6. Dati relativi alla sezione delle travi piatebande 50 x 35 cm

I solai delle zone interne dell'edificio, in linea con la tradizione costruttiva italiana, sono in laterocemento monodirezionale tipo “Bausta” con travetti da 12 cm di larghezza, un interasse di 50 cm, di conseguenza le pignatte saranno da 38 cm di larghezza e 28 cm di altezza, in modo tale da permettere di completare lo spessore del pacchetto portante con una cappa di ricoprimento in calcestruzzo di spessore 7 cm per il lavoro a compressione.

Fig. 2.4.7. Dati relativi alla sezione del solaio in latero cemento “Bausta” di spessore 35 cm.

Per quanto riguarda invece le zone di collegamento fra i tre blocchi, ove sono presenti i corpi scala, le solette sono state mantenute con la medesima sezione di quelle originali, in calcestruzzo armato di spessore 12 cm di cui al § 2.3.1.

Anche per i tamponamenti in muratura si è deciso di mantenere le stesse sezioni del modello originale quindi una sezione di 14 cm di spessore costituito da una singola fila di mattoni pieni, inseriti nel modello di analisi solo come carichi distribuiti lineari.

Le fondazioni anche in questo caso sarebbero a trave rovescia e, come nel caso precedente, sono state rappresentate come degli incastri alla base di ciascun pilastro. I diaframmi sono rigidi per tutti i piani.

2.4.2 Le condizioni di carico applicate alla struttura

Per quanto concerne i carichi permanenti (D) il programma considera automaticamente i pesi degli elementi rappresentati, in aggiunta a ciò, come detto, si sono definiti dei carichi distribuiti lineari del valore di 7,90 kN/m sulle travi che reggono i tamponamenti e le tramezze interne per simularne il peso.

Sui balconi è stato aggiunto il peso delle pignatte pari a 1,04 kN/m², mentre sui solai interni è stato aggiunto anche quello degli impianti e delle finiture, per un peso totale di 3,89 kN/m² nella maniera seguente:

Oggetto	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]
Pignatte in laterizio	4,90	0,28	1,04 ⁽⁵⁾
Massetto impiantistico	18,00	0,10	1,80
Massetto di allettamento	21,00	0,05	1,05
TOTALE			3,89

Tabella 2.4.1. Descrizione dei carichi permanenti aggiuntivi del pacchetto di solaio interno all'edificio

I carichi variabili (L) sono gestiti come nel caso 1 ovvero 2,00 kN/m² negli ambienti privati, 2,50 kN/m² nei balconi e nei vani di collegamento e 1,00 kN/m² in copertura (L_r), come stabilito al § 6.2 ed alla Tab. 3 del § 7.3 della NCh1537Of.86.

Anche per quanto riguarda il carico della neve (S) non si è fatto altro che ripetere il calcolo precedentemente descritto al § 2.2.1, in accordo con la norma NCh431Of.77, il valore che risulta è quindi 0,25 kN/m².

L'azione del vento (W), invece, risulta differente in quanto, essendo l'edificio in esame più alto del caso precedente, la superficie di sopravvento è maggiore ed anche le quote dei piani, di conseguenza, maggiori sono anche le forze statiche che ne simulano l'azione.

Tali forze sono state così definite d'accordo a quanto specificato nella NCh432Of.71: Come specificato nella Tab. 1 del § 6.4 di detta norma, la pressione di base del vento q in contesto urbano alla quota 0 m è pari a 55 kg/m² mentre alla quota 15 m è di 75 kg/m².

⁵ Il valore indicato è frutto della moltiplicazione: $4,90 \cdot 0,28 \cdot (0,38/0,50)$, in quanto la pignatta è presente per 38 cm ogni 50 cm, senza questa riduzione si sarebbero considerate le pignatte una adiacente alla seguente senza l'intervallo dei travetti (il cui peso è automaticamente considerato dal programma).

Pertanto interpolando le quote dei centri di massa dei piani dell'edificio in esame si ha che:

Piano	Quota [m]	Pressione di base q [kg/m ²]
1	3,30	59,39
2	6,60	63,78
3	9,90	68,17
4 (copertura)	13,20	72,56

Tabella 2.4.2. Valori della pressione di base del vento ai vari livelli della struttura

Essendo specificato al § 9.1 che per ottenere il valore della forza per unità di superficie w bisogna moltiplicare la pressione q per un fattore dovuto alla forma dell'edificio C , si fa riferimento al § 9.2.1 in cui si dice che per costruzioni chiuse con pareti piane e le facce perpendicolari alla direzione del vento vale $C = 1,2$.

Pertanto, considerando il passaggio da kg a kN, la forza per unità di superficie ai vari piani è:

Piano	Quota [m]	Forza per unità di superficie w [kN/m ²]
1	3,30	0,71
2	6,60	0,76
3	9,90	0,82
4 (copertura)	13,20	0,87

Tabella 2.4.3. Valori della forza per unità di superficie ai vari livelli della struttura

Per ciascun piano la forza statica equivalente W_i che rappresenta l'azione del vento è data dall'equazione:

$$W_i = A_i \cdot w \quad , \quad (2.4.1)$$

dove A_i è la superficie sulla quale agisce il carico del vento per il piano i . Per i piani intermedi si considererà la metà di muro inferiore alla quota del centro di massa più quella superiore, mentre per la quota di copertura solo quella inferiore.

Essendo la lunghezza dei lati lunghi dei corpi laterali pari a 18,96 m si ottiene la seguente distribuzione di forze statiche equivalenti in direzione x ai quattro livelli dell'edificio:

Piano	Superficie A_i [m²]	Modulo della forza W_{ix} [kN]
1	62,57	44,42
2	62,57	47,55
3	62,57	51,31
4 (copertura)	31,28	27,21

Tabella 2.4.4. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento in direzione x

La lunghezza dei lati corti dei corpi laterali, sommata a quella del lato lungo del corpo centrale è invece di 51,88 m, pertanto si ottengono i seguenti valori di superfici e forze in direzione y :

Piano	Superficie A_i [m²]	Modulo della forza W_{iy} [kN]
1	171,20	121,55
2	171,20	130,11
3	171,20	140,38
4 (copertura)	85,60	74,47

Tabella 2.4.5. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento in direzione y

2.4.3 La valutazione dell'azione sismica

La valutazione del carico sismico (E) per la tipologia di edificio in esame segue le medesime premesse del § 2.3.3, pertanto anche in questo caso verrà svolto il calcolo a mezzo e di analisi statica lineare e di analisi modale spettrale, d'accordo con il § 6.2.1 della NCh433. Di seguito si procede con la valutazione della prima delle due.

Nella seguente tabella si riassumono alcuni parametri che verranno utilizzati nelle formule seguenti e che sono utili a descrivere le caratteristiche dell'edificio:

Oggetto	Simbolo	Valore
Classe d'uso (II) ⁽⁶⁾	I	1,00
Rapporto di smorzamento viscoso	ζ	5%
Fattore di modificazione della risposta (analisi statica lineare)	R	7 ⁽⁷⁾
Fattore di modificazione della risposta (analisi modale spettrale)	R_0	11 ⁽⁸⁾
Categoria di sottosuolo	-	C
Accelerazione massima di suolo	A_0	0,30·g
Periodo fondamentale di vibrazione della struttura	T^*	0,932 s

Tabella 2.4.6. Valori dei parametri che rientrano nella valutazione dell'azione sismica

Si può notare che il periodo fondamentale di vibrazione della struttura T^* (determinato attraverso un'analisi modale) risulta relativamente elevato, ciò è dovuto principalmente alle proprietà del calcestruzzo indicate nella relazione tecnica del progetto originale, per il quale è stato calcolato un modulo elastico longitudinale E pari a 18.000 MPa. Ad ogni modo, la struttura a telaio è la più flessibile pertanto è normale aspettarsi che i periodi di vibrazione siano, in proporzione, più elevati rispetto a quelli di altre strutture più rigide. Si precisa, inoltre, che non si dispone di indagini geotecniche sul tipo di sottofondo e la scelta della categoria dello stesso è un'ipotesi del caso di studio basata su informazioni fornite dall'ufficio catastale di Providencia. Tali informazioni sostengono che la zona in esame disponga di un sottosuolo pressoché uniforme composto principalmente da sabbia compatta, per tali ragioni è stata scelta la categoria di sottosuolo C, di cui di seguito sono elencati i parametri secondo la tabella al § 12.3 del Decreto n. 61/2011:

⁶ Tab. 4.1 del § 4.3.1 della NCh433

⁷ Tab. 5.1 del § 5.11.2 della NCh433

⁸ Tab. 5.1 del § 5.11.2 della NCh433

Parametro	Valore
S	1,05
T_0	0,40 s
T'	0,45 s
n	1,40
p	1,60

Tabella 2.4.6. Parametri rappresentativi del sottosuolo di categoria C

2.4.3.1 L'analisi statica lineare

Alla stessa maniera di quanto già svolto per il caso precedente, il primo passo per la valutazione delle forze statiche equivalenti all'azione sismica, è la determinazione del coefficiente sismico C nella seguente maniera:

$$C = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n = \frac{2,75 \cdot 1,05 \cdot 0,30 \cdot g}{g \cdot 7} \cdot \left(\frac{0,45}{0,932}\right)^{1,40} = 0,045 \quad , \quad (2.4.2)$$

Come nel caso precedente, va verificato che tale valore rientri nell'intervallo stabilito al § 15.2 del Decreto n. 61/2011 ed al § 6.2.3.1.2 della NCh433:

$$C_{min} = \frac{A_0 \cdot S}{6 \cdot g} = \frac{0,30 \cdot g \cdot 1,05}{6 \cdot g} = 0,053 \quad , \quad (2.4.3)$$

$$C_{max} = 0,35 \cdot \frac{A_0 \cdot S}{g} = 0,35 \cdot \frac{0,30 \cdot g \cdot 1,05}{g} = 0,110 \quad , \quad (2.4.4)$$

Risulta, quindi, $C < C_{min}$. Pertanto C_{min} sarà il valore utilizzato nella formula per il calcolo del taglio alla base.

Di seguito sono elencate le masse ai vari livelli della struttura considerando i carichi permanenti moltiplicati per un fattore 1,00 e quelli variabili moltiplicati per un fattore 0,50:

Piano	Massa m_i [kg]
Base	134.421,88
1	772.568,38
2	772.568,38
3	772.568,38
4 (copertura)	387.522,61
TOTALE	2.839.649,63

Tabella 2.4.7. Valori delle masse ai vari piani

Moltiplicando la massa totale per l'accelerazione di gravità e scalandone il valore per ottimizzare le unità di misura, si ottiene il peso totale dell'edificio P che sarà pari a 27.856,96 kN.

Pertanto il taglio alla base è:

$$Q_0 = C_{min} \cdot I \cdot P = 0,053 \cdot 1,00 \cdot 27856,96 = 1476,42 \text{ kN} \quad , \quad (2.4.5)$$

Tale valore dovrà essere ripartito proporzionalmente ai pesi ed alle quote di ciascun piano secondo la formula:

$$F_i = Q_0 \cdot \frac{A_i \cdot P_i}{\sum_{j=1}^N (A_j \cdot P_j)} \quad , \quad (2.4.6)$$

dove:

$$A_i = \sqrt{1 - \frac{z_{i-1}}{H_{TOT}}} - \sqrt{1 - \frac{z_i}{H_{TOT}}} \quad , \quad (2.4.7)$$

in cui:

z_i è la quota del piano i ;

H_{TOT} è l'altezza totale della struttura.

Pertanto si ha la seguente distribuzione di forze:

Piano	Rapporto di quota A_i	Forza equivalente F_i [kN]
1	0,134	263,46
2	0,159	312,51
3	0,207	407,27
4 (copertura)	0,500	493,19

Tabella 2.4.8. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione sismica agenti ai vari piani

Per simulare l'eccentricità accidentale la norma indica di assegnare dei momenti nei centri di massa del valore di:

$$\pm M_{ix} = F_i \cdot \left(\pm 0,10 \cdot b_{iy} \cdot \frac{z_i}{H_{TOT}} \right) , \quad (2.4.8)$$

per il sisma in direzione x e:

$$\pm M_{iy} = F_i \cdot \left(\pm 0,10 \cdot b_{ix} \cdot \frac{z_i}{H_{TOT}} \right) , \quad (2.4.9)$$

per il sisma in direzione y , dove si ricorda:

M_{ix} è il momento attorno all'asse z dovuto all'eccentricità della forza agente in direzione x al piano i ;

M_{iy} è il momento attorno all'asse z dovuto all'eccentricità della forza agente in direzione y al piano i ;

b_{iy} è la dimensione dell'edificio lungo il lato y al piano i ;

b_{ix} è la dimensione dell'edificio lungo il lato x al piano i .

Nel caso in esame, ad ogni piano è $b_y = 19,24$ m e $b_x = 57,46$ m.

Pertanto i momenti nei centri di massa saranno:

Piano	Momento M_{ix} [kN·m]	Momento M_{iy} [kN·m]
1	± 126,72	± 378,45
2	± 300,63	± 897,83
3	± 587,69	± 1.755,12
4	± 948,90	± 2.833,87

Tabella 2.4.9. Valori dei momenti torcenti applicati ai centri di massa dei vari piani in direzione z per simulare l'eccentricità accidentale

2.4.3.2 L'analisi modale spettrale

Come nel caso precedente anche questo calcolo è stato svolto a mezzo di foglio elettronico pertanto verrà riportato solo il grafico risultante.

Si ricorda che la formula per la determinazione dell'accelerazione spettrale di progetto, per ogni periodo di vibrazione T_n è:

$$S_a = \frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot \left(\frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \right)}{R^*}, \quad (2.4.10)$$

dove:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}}, \quad (2.4.11)$$

in cui:

T^* è il periodo del modo con maggior massa traslazionale equivalente nella direzione di analisi.

Risultano i seguenti valori dei fattori di modificazione della risposta:

per la direzione x :

$T^*_x = 0,920$ s, quindi $R^*_x = 8,441$:

e per la direzione y :

$T^*_y = 0,931$ s, quindi $R^*_y = 8,470$.

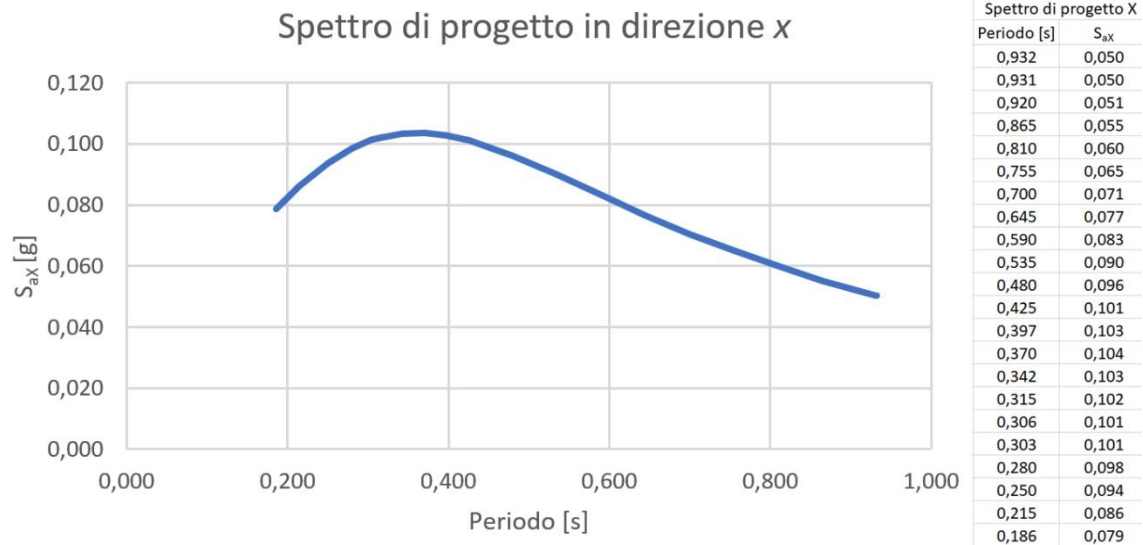


Fig. 2.4.8. Grafico dello spettro di progetto in direzione x espresso in funzione dell'accelerazione di gravità g nell'intervallo di periodi entro cui si muove la struttura

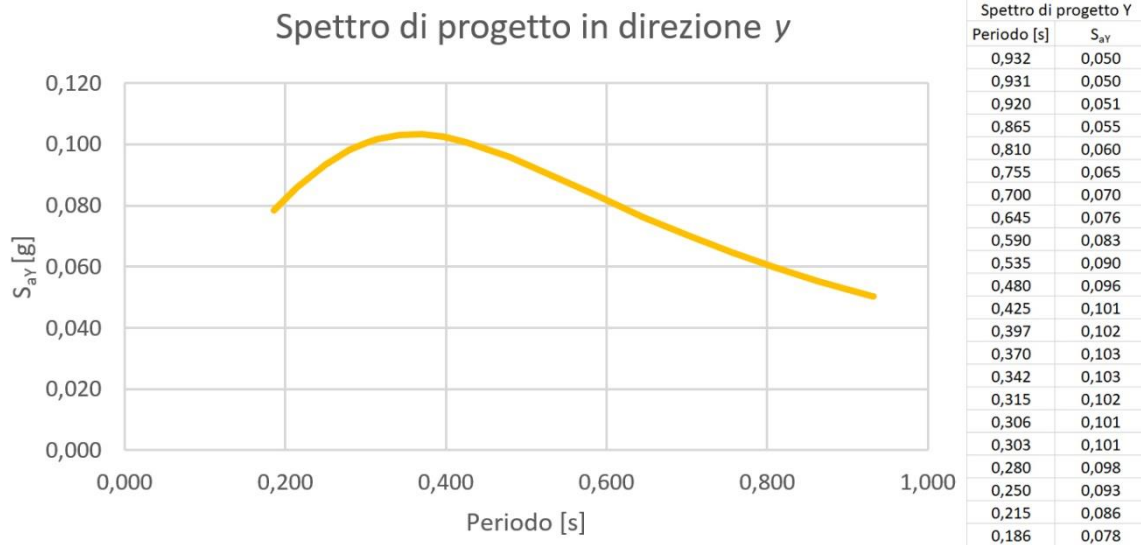


Fig. 2.4.9. Grafico dello spettro di progetto in direzione y espresso in funzione dell'accelerazione di gravità g nell'intervallo di periodi entro cui si muove la struttura

Dalle analisi modali spettrali, risulta che in direzione x lo spettro inserito produce un taglio alla base di 1.224,30 kN, mentre in direzione y di 1.203,78 kN. Come specificato all'art. 14 del Decreto n. 61/2011, essendo $Q_{0\ sp}$ il taglio alla base prodotto dallo spettro di risposta, dev'essere:

$$Q_{0\ sp} \geq \frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot P}{6 \cdot g} = \frac{1,00 \cdot 1,05 \cdot 0,30 \cdot g \cdot 27856,96}{6 \cdot g} = 1476,42 \text{ kN} \quad , \quad (2.4.12)$$

La condizione non è verificata per nessuna delle due direzioni, pertanto si provvederà a scalare gli spettri affinché raggiungano tale valore, precisamente i moltiplicatori dei due spettri sono così calcolati:

$$\lambda_x = \frac{1476,72}{1224,30} = 1,206 \quad ; \quad (2.4.13)$$

$$\lambda_y = \frac{1476,72}{1203,78} = 1,227 \quad . \quad (2.4.14)$$

Al § 6.3.7.2 della NCh433 è specificato che il taglio alla base può essere ridotto qualora superi il valore di $Q_{0\ lim}$:

$$Q_{0\ lim} = C_{max} \cdot I \cdot P = 0,110 \cdot 1,00 \cdot 27856,96 = 3064,27 \text{ kN} \quad , \quad (2.4.15)$$

come si nota, non è questo il caso.

2.4.4 Le combinazioni dei carichi applicate alla struttura

Le combinazioni dei carichi utilizzate nell'analisi sono le seguenti, secondo la NCh3171Of.2010:

1	1,4D
2	1,2D + 1,6L + 0,5Lr
3	1,2D + 1,6Lr + 1L
4	1,2D + 1,6Lr + 0,8W
5	1,2D + 1,6W + 1L + 0,5Lr
6	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S
7	0,9D + 1,6W
8	1,2D + 1,6L + 0,5S
9	1,2D + 1,6S + 1L
10	1,2D + 1,6S + 0,8W
11	1,2D + 1,6W + 1L + 0,5S
12	1,2D + 1,4E(sp)x + 1L + 0,2S
13	1,2D + 1,4E(sp)y + 1L + 0,2S
14	1,2D - 1,4E(sp)y + 1L + 0,2S
15	1,2D - 1,4E(sp)x + 1L + 0,2S
16	0,9D + 1,4E(st)
17	0,9D + 1,4E(sp)x
18	0,9D + 1,4E(sp)y
19	0,9D - 1,4E(sp)y
20	0,9D - 1,4E(sp)x

Fig. 2.4.10. Combinazioni dei carichi utilizzate nell'analisi

dove:

$E_{(st)}$ è l'azione sismica applicata secondo l'analisi statica;

$E_{(sp)x}$ è l'azione sismica applicata secondo l'analisi modale spettrale in direzione x ;

$E_{(sp)y}$ è l'azione sismica applicata secondo l'analisi modale spettrale in direzione y .

2.4.5 Le sollecitazioni sugli elementi strutturali

Saranno riportati i risultati più rilevanti dell'analisi in termini di entità delle sollecitazioni in maniera tale da poter comprendere quali sono gli elementi in cui si produce il maggiore sforzo ed i valori di tali sollecitazioni. Ad ogni modo, attraverso l'analisi del software è

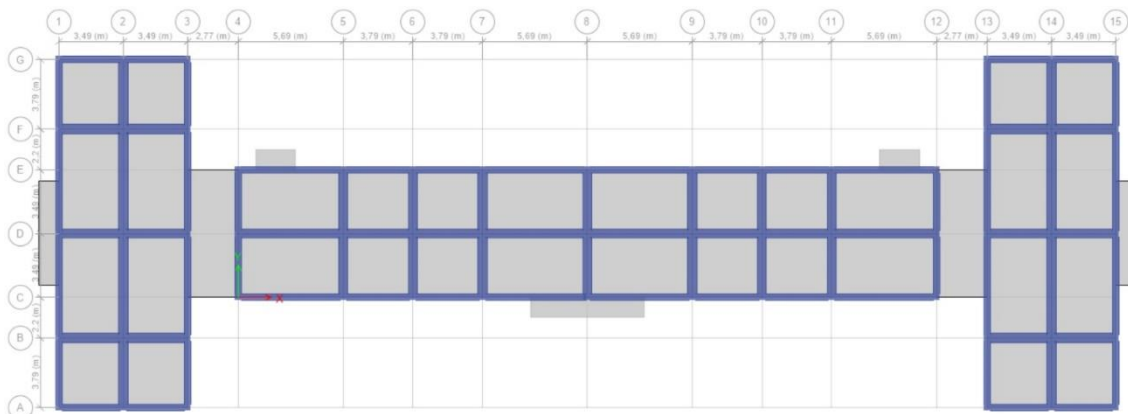


Fig. 2.4.11. Griglia di assi cartesiani di riferimento del modello ETABS

possibile conoscere sollecitazioni, sforzi e tensioni interne di ciascun elemento in ciascun proprio punto. Per una migliore uniformità si farà riferimento alla griglia di assi cartesiani in Fig. 2.4.11. Con riferimento alla medesima figura si specifica che in grigio sono rappresentati i solai mentre in celeste le travi e che ad ogni incontro fra due o più travi è presente un pilastro.

I maggiori valori del momento flettente positivo sulle travi si hanno per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$ per la quale si genera un massimo momento positivo $M^+ = 76,00$ kN·m. Questi valori si verificano al primo piano nelle campate D4 – D5, D7 – D8, D8 – D9, D11 – D12 che sono anche quelle di luce maggiore del corpo centrale. Campate della medesima luce nei corpi laterali raggiungono valori di momento positivo intorno ai 67,00 kN·m.

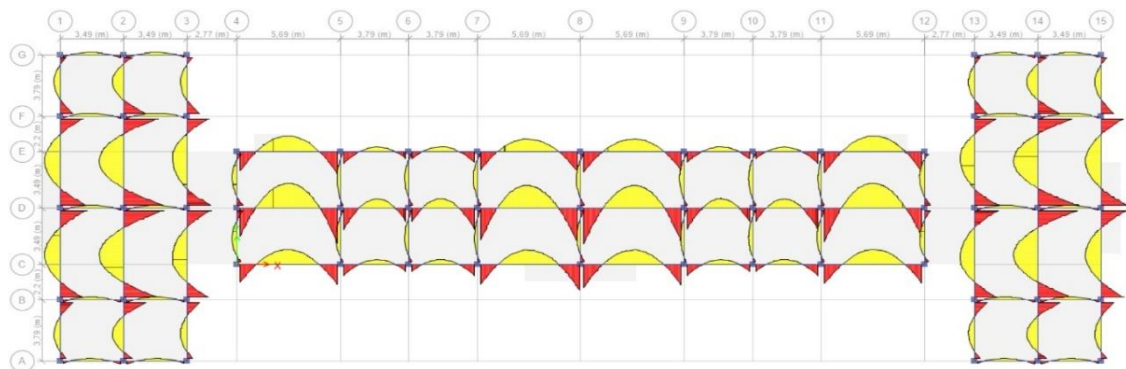


Fig. 2.4.12. Vista in pianta del primo piano dei momenti flettenti agenti sulle travi per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$. In giallo i momenti positivi, in rosso i momenti negativi

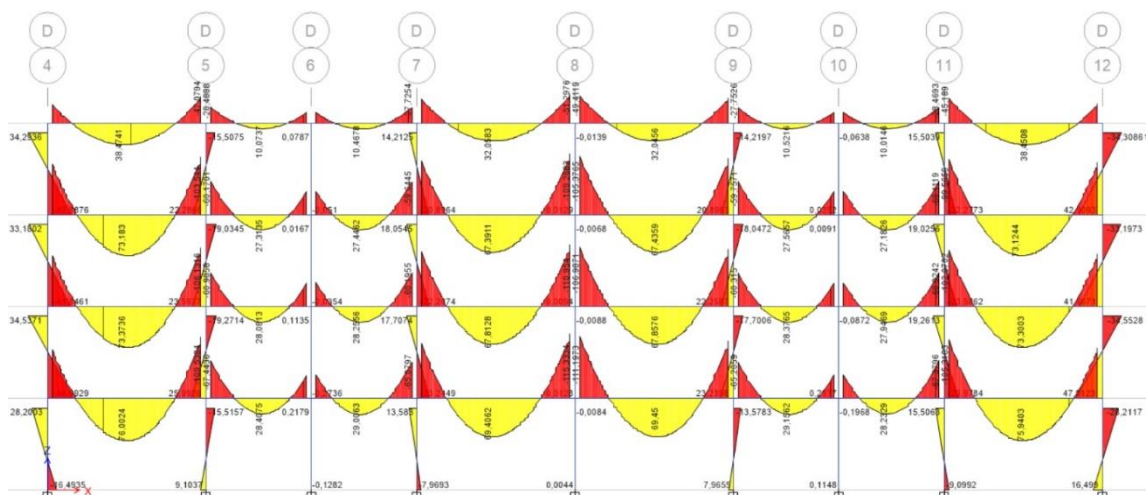


Fig. 2.4.13. Vista in alzato di una parte dell'asse D dei momenti flettenti agenti sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$

I maggiori valori del momento flettente negativo, invece, si generano per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ e raggiungono un picco pari a $M^- = -158,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Tali valori si verificano al primo piano fra le campate B2 – D2, B14 – D14, D2 – F2, D14 – F14, che si trovano nei corpi laterali. Nelle Figg. 2.4.12-15 sono mostrati i diagrammi di momento per le combinazioni sopra indicate.

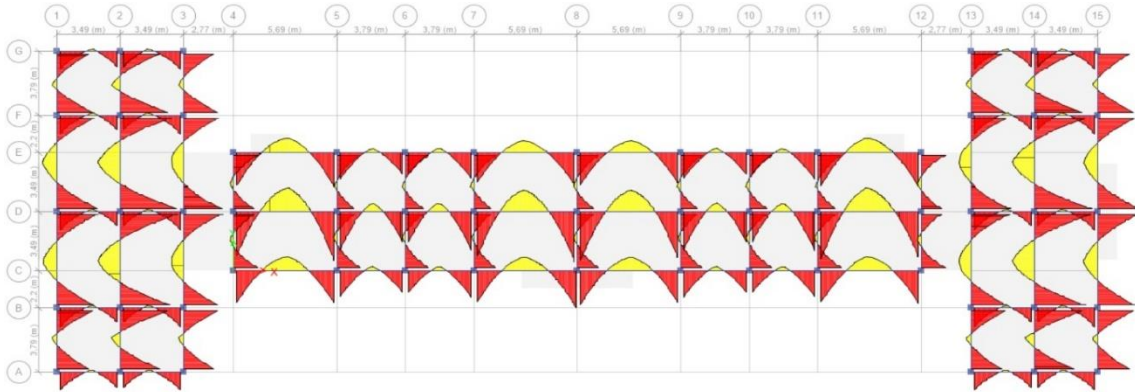


Fig. 2.4.14. Vista in pianta del primo piano dei momenti flettenti agenti sulle travi per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$. In giallo i momenti positivi, in rosso i momenti negativi

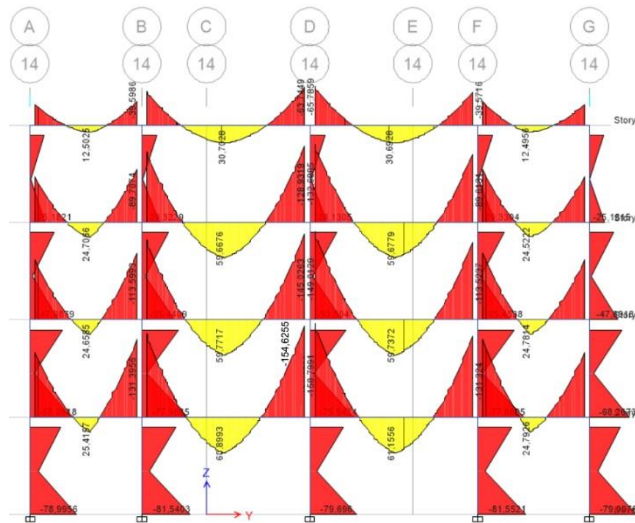


Fig. 2.4.15. Vista in alzato dell'asse 14 dei momenti flettenti agenti sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$

Per quanto riguarda il taglio sulle travi i picchi massimi raggiungono i 136,9 kN, per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ nelle campate D7 – D8, D8 – D9, D11 – D12 come mostrato in Fig. 2.4.16.



Fig. 2.4.16. Vista in alzato di una parte dell'asse D del taglio agente sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(sp)x} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$

Per ciò che interessa i pilastri, come era lecito aspettarsi, la combinazione più sfavorevole è quella sismica, precisamente la $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ per la quale gli elementi portanti verticali più sollecitati raggiungono valori di massimo momento di 81,55 kN·m. In Fig. 2.4.17 è mostrata la distribuzione in altezza della sollecitazione di momento per detta combinazione sull'asse B.

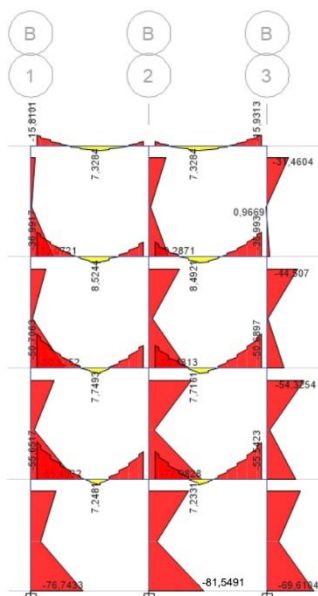


Fig. 2.4.17. Vista in alzato di una parte dell'asse B dei momenti flettenti agenti sui pilastri con i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$

Per la stessa combinazione si ha anche il picco delle sollecitazioni di taglio, nel pilastro B2, per un valore di 45,86 kN, come indicato in Fig. 2.4.18.

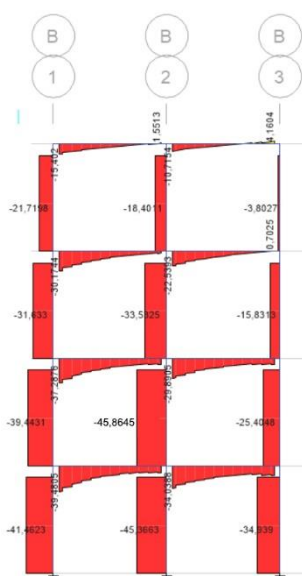


Fig. 2.4.18. Vista in alzato di una parte dell'asse B del taglio agente sui pilastri con i rispettivi valori per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$

In generale le sollecitazioni perpendicolari agli elementi come taglio e momento sono ripartite in maniera molto uniforme in quasi tutti i punti della struttura. I corpi laterali risentono maggiormente delle azioni sismiche quando analizzati con effetti torsionali imposti poiché sono le estremità più distanti dal centro di rigidità dell'edificio. Ad ogni modo la struttura è perfettamente simmetrica e, in caso di sisma, gli effetti torsionali che realmente si potrebbero creare sono molto ridotti poiché, nella più sfavorevole delle ipotesi, il centro delle masse ad ogni piano si discosterà di poco dal centro delle rigidità. I limiti di tale struttura potrebbero, semmai, essere rappresentati dal basso valore del modulo elastico longitudinale del calcestruzzo impiegato che potrebbe causare, unitamente al fatto che il telaio è un tipo di struttura molto flessibile, importanti spostamenti in sommità dell'edificio.

I valori dello sforzo normale sui pilastri del piano terra, per le combinazioni $1,4 \cdot D$ e $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$, variano fra minimi di 299 kN a massimi di 1.151 kN. I pilastri più caricati, in generale, sono quelli che si trovano nelle parti interne di ciascuno dei tre corpi dell'edificio come il D2, il D8 e il D14. La distribuzione dei carichi assiali è molto chiara,

con valori che vanno calando gradualmente all'allontanarsi dai centri di ciascuno dei tre corpi, fino ad arrivare ai minimi che si trovano negli angoli.

2.4.6 Le deformazioni e gli spostamenti della struttura

In merito agli spostamenti la NCh433 al § 6.3.7.1 specifica che se la componente dello sforzo di taglio alla base nelle due direzioni di analisi risulta minore di $Q_{0\ min}$ allora le sollecitazioni sugli elementi strutturali, così come gli spostamenti e le rotazioni devono essere moltiplicate per un fattore tale per cui il taglio alla base raggiunga il suddetto valore. Siccome gli spettri di progetto producevano un valore del taglio alla base inferiore al minimo richiesto e il taglio alla base dell'analisi statica era stato calcolato con il minimo valore di C da normativa tale passaggio è ininfluenza in quanto il taglio alla base utilizzato è pari a $Q_{0\ min}$.

Risulta quindi che gli spostamenti massimi dei centri di massa, per le combinazioni $1,2\cdot D + 6,0\cdot E(st) + 1,0\cdot L + 0,2\cdot S$ e $0,9\cdot D + 1,4\cdot E(st)$, siano i seguenti:

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	7,31	7,43
2	15,50	15,85
3	21,66	22,22
4 (copertura)	25,16	25,88

Tabella 2.4.10. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Di seguito invece, per la combinazione $0,9\cdot D + 1,4\cdot E(st)$ sono elencati gli spostamenti massimi assoluti ai vari piani:

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	7,54	9,62
2	16,04	20,92
3	22,46	29,71
4 (copertura)	26,12	34,57

Tabella 2.4.11. Valori degli spostamenti massimi assoluti ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Di seguito verranno verificati i tre punti del § 5.9 della NCh433:

Il valore massimo per gli spostamenti di interpiano δ misurati nei centri di massa è:

$$\delta_{max\,CM} = 0,002 \cdot h_{piano} = 0,002 \cdot 3300 = 6,60 \text{ mm} \quad , \quad (2.4.16)$$

Piano	δ_i in direzione x [mm]	δ_i in direzione y [mm]	Verificato
1	7,31	7,43	NO
2	8,19	8,42	NO
3	6,16	6,37	SÌ
4 (copertura)	3,50	3,66	SÌ

Tabella 2.4.12. Verifica dei valori degli spostamenti di interpiano valutati nei centri di massa dei vari piani nelle due direzioni di analisi

Il valore massimo per la differenza fra gli spostamenti misurati in qualsiasi punto del piano e quelli misurati nel centro di massa è:

$$\delta_{max,\,punti-CM} = 0,001 \cdot h_{piano} = 0,001 \cdot 3300 = 3,30 \text{ mm} \quad , \quad (2.4.17)$$

Piano	$\delta_{punti-CM}$ in direzione x [mm]	$\delta_{punti-CM}$ in direzione y [mm]	Verificato
1	0,23	2,19	SÌ
2	0,54	5,07	NO
3	0,80	7,49	NO
4 (copertura)	0,96	8,69	NO

Tabella 2.4.13. Verifica dei valori degli spostamenti valutati nei centri di massa e negli altri punti dei vari piani nelle due direzioni di analisi

Le tabelle 2.4.12 e 2.4.13 mostrano che l'edificio non supera le verifiche sugli spostamenti massimi imposti dalla normativa cilena, i valori degli spostamenti di interpiano nei centri di massa vanno oltre il massimo consentito nei primi due piani. Ciò può dipendere da vari fattori quali l'eccessiva snellezza dei pilastri o il basso modulo elastico del calcestruzzo. Non può dipendere, però, dalla considerazione o meno nell'analisi dell'apporto dei tamponamenti di laterizio, i quali nel calcolo strutturale cileno non possono essere tenuti in conto per edifici di più di quattro piani e nella pratica sono trascurati per ogni struttura in favore di sicurezza poiché la valutazione del reale apporto risulta sempre relativamente complessa. Pertanto, la soluzione più naturale che si

assumerebbe per ovviare a tale problema sarebbe un irrigidimento della struttura raggiunto aumentando le dimensioni della sezione dei pilastri oppure considerare l'impiego di un calcestruzzo con modulo elastico maggiore. In aggiunta, la Tabella 2.4.13 mostra una rimarcabile discrepanza fra gli spostamenti del centro di massa di ciascun piano rispetto agli spostamenti massimi assoluti della struttura ad ogni piano, sintomo di una scarsa “monoliticità”. Una situazione che può, in alcuni casi, generare effetti locali o tensioni elevate in zone localizzate della struttura, alle quali si ovvia ponendo, laddove richiesto, rinforzi di armatura o migliorando i collegamenti fra gli elementi attraverso l'aumento delle sezioni delle travi.

Per gli spostamenti verticali, la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$ produce un valore massimo di 8,06 mm fra le campate D4 – D5, D7 – D8, D8 – D9, D11 – D12 del terzo piano.

Di seguito sono mostrati i valori delle deformazioni sull'intera struttura per le combinazioni sopra citate. La combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ in direzione x produce la seguente deformata sulla struttura:

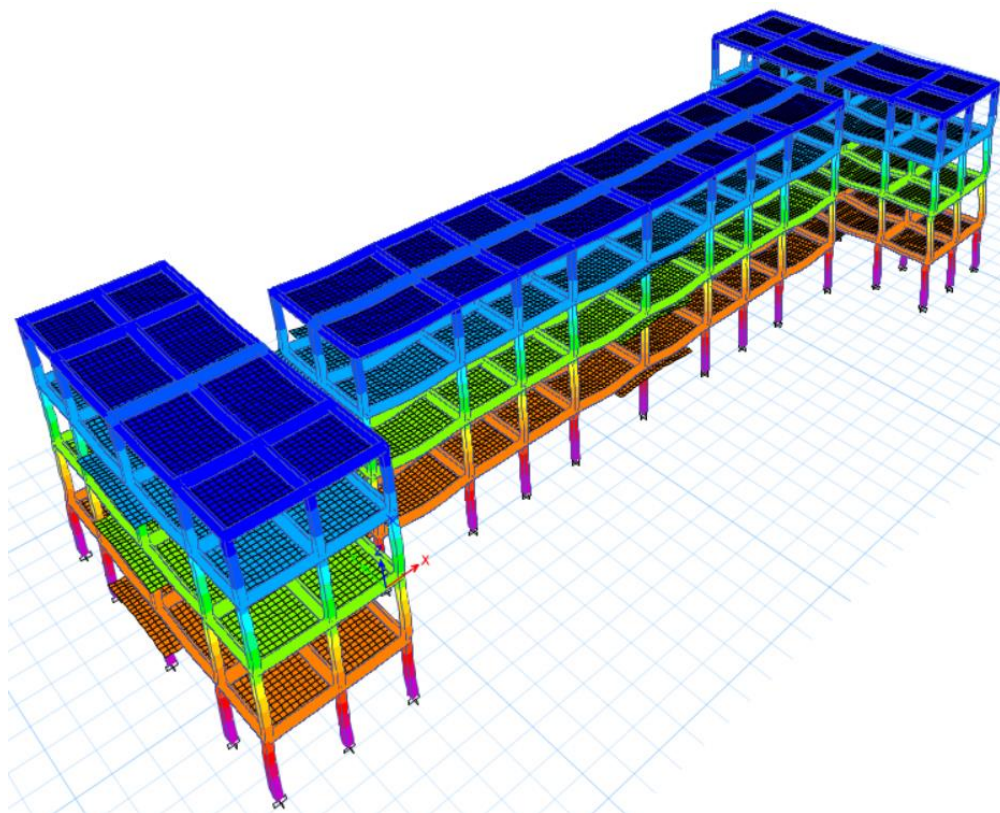


Fig. 2.4.19. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ in direzione x . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse x . La legenda dei colori è presente in Fig. 2.4.20

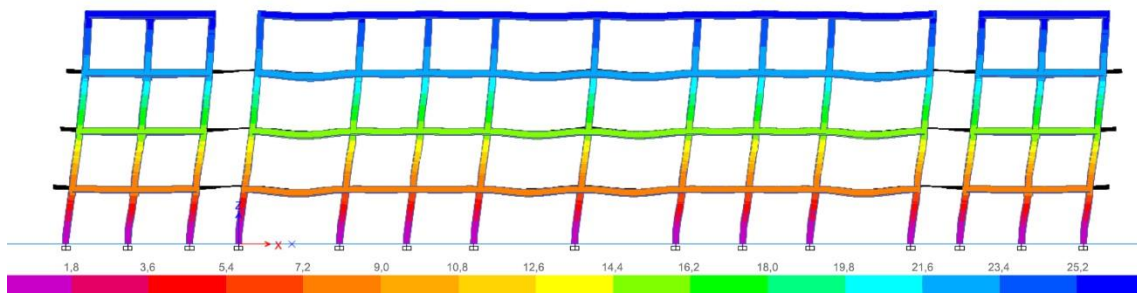


Fig. 2.4.20. Deformata in prospettiva sud della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0L + 0,2 \cdot S$ in direzione x . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse x

La medesima combinazione in direzione y produce la seguente deformata sulla struttura:

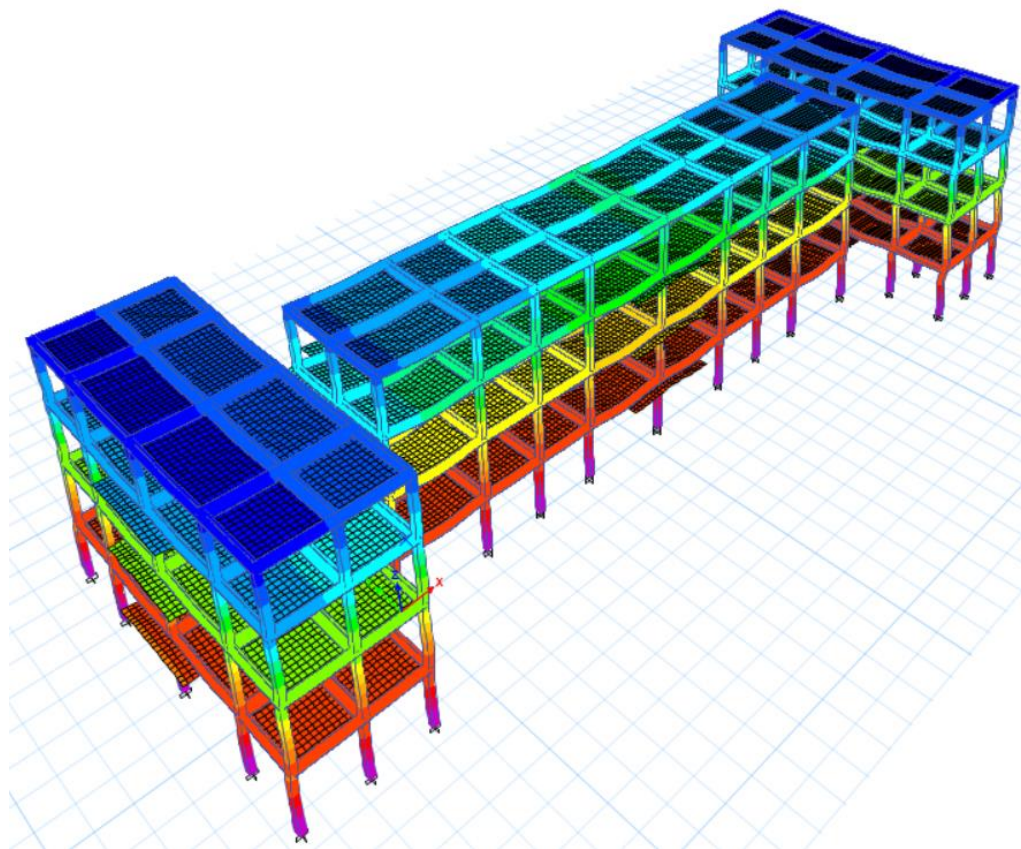


Fig. 2.4.21. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0L + 0,2 \cdot S$ in direzione y . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse y . La legenda dei colori è presente in Fig. 2.4.22

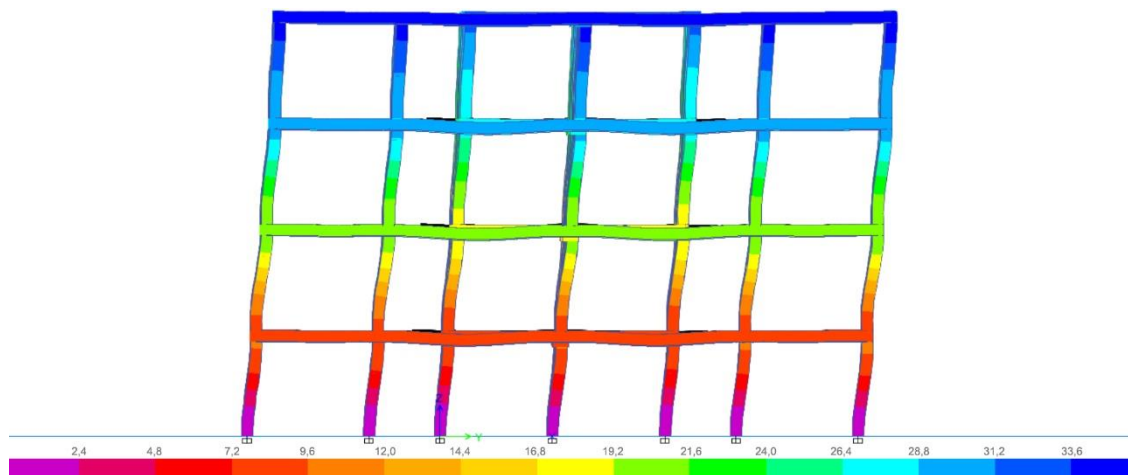


Fig. 2.4.22. Deformata in prospettiva est della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$ in direzione y . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse y

La combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L_r + 1,0 \cdot L$ produce la seguente deformata sulla struttura:

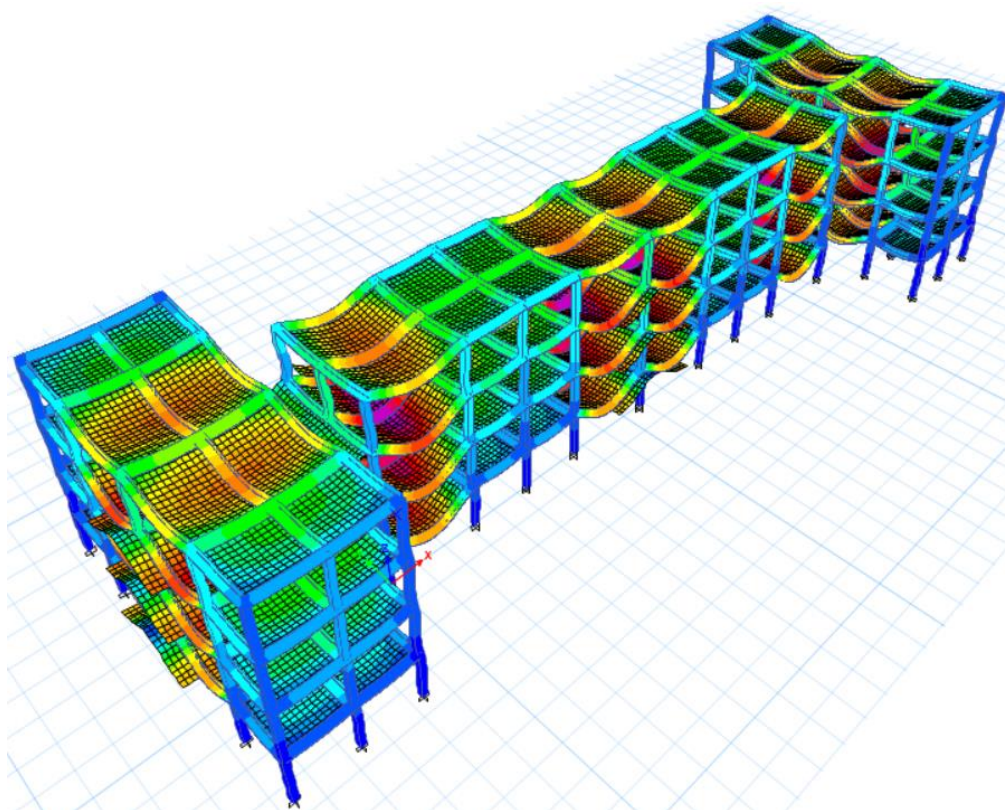


Fig. 2.4.23. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L_r + 1,0 \cdot L$, che agisce in direzione z . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse z . La legenda dei colori è presente in Fig. 2.4.24

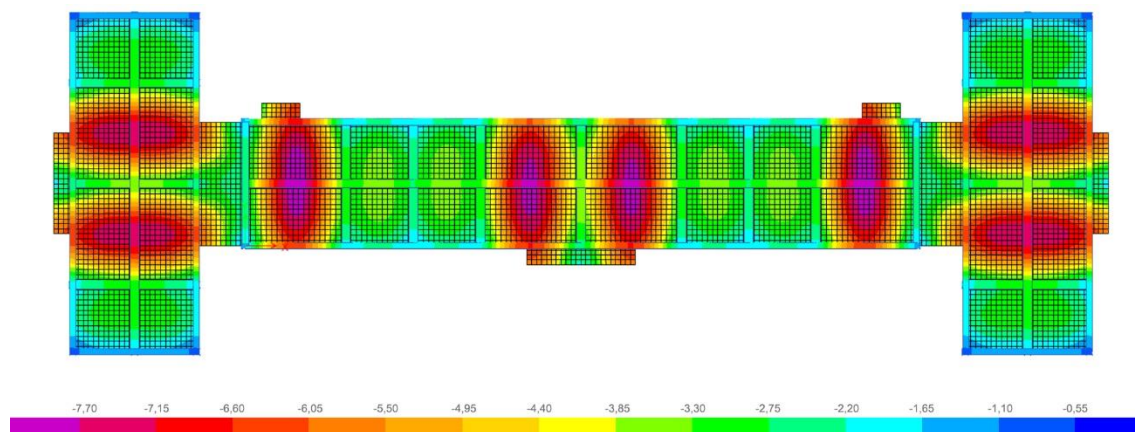


Fig. 2.4.24. Deformata in pianta del terzo piano della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L_r + 1,0 \cdot L$ che agisce in direzione z . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse z

2.4.7 La quantità di armatura richiesta

Di seguito si mostrano le preferenze per la scelta dell'armatura d'acciaio degli elementi strutturali. Per i pilastri:

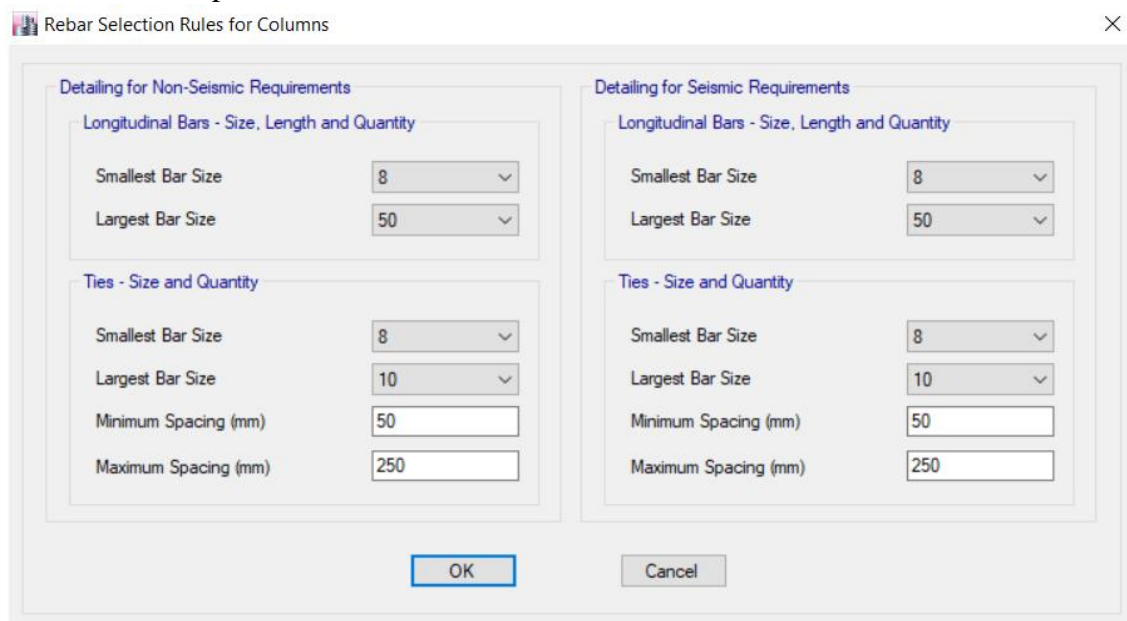


Fig. 2.4.25. Parametri preferibili dell'armatura per i pilastri in calcestruzzo armato

Per le travi:

Fig. 2.4.26. Parametri preferibili dell'armatura per le travi in calcestruzzo armato

Per i solai:

Fig. 2.4.27. Parametri preferibili dell'armatura per i solai

In Fig. 2.4.27 si mostra nella parte di sinistra ciò che riguarda le solette piene in calcestruzzo che collegano i vani scala, mentre nella parte di destra è presente quanto

concerne i solai alleggeriti in una o due direzioni, come il solaio “Bausta” presente nell’edificio in esame.

Anche in questo caso, come nel precedente è opportuno selezionare solo le combinazioni più sfavorevoli da sottoporre al software per la genesi dei valori di quantità di armatura richiesta, che sono le seguenti:

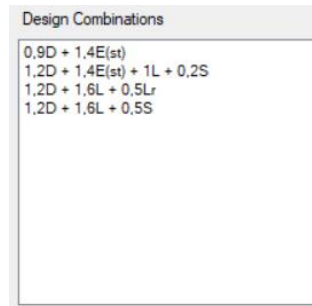
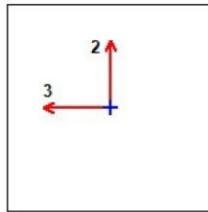


Fig. 2.4.28. *Combinazioni utilizzate per il calcolo dell’armatura necessaria*

I pilastri più sollecitati, che, si ricorda, sono il D2, il D8 ed il D14, risultano richiedere una grande quantità di armatura per far fronte alle intense sollecitazioni imposte dalle combinazioni sismiche, come si può notare in Fig. 2.4.29 che segue. Si precisa, però, che nessun elemento portante verticale presenta problemi per quanto riguarda il taglio o la torsione, pertanto le sezioni scelte (35 x 35 cm) sono adeguate a rispondere alle azioni

imposte. Di seguito si mostra il dettaglio dei valori delle azioni e la quantità di armatura proposta per far fronte a queste, con riferimento al pilastro D8:



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	C22	53	Pilastro 35 x 35	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S	0	3300	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
350	350	15	2,3

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
18000	14,65	1	280	280

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kN	Design M_{u2} kN-m	Design M_{u3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area mm ²	Rebar % %
1077,6916	-81,132	27,7398	27,7398	27,7398	4021	3,28

Axial Force and Biaxial Moment Factors

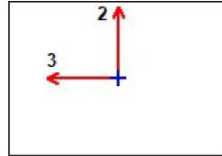
	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length mm
Major Bend(M3)	0,414845	1	1	1	2950
Minor Bend(M2)	0,31533	1	1	1	2950

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u kN	Shear ΦV_c kN	Shear ΦV_s kN	Shear ΦV_p kN	Rebar A_s /s mm ² /m
Major, V_{u2}	90,9705	91,5571	30,3154	90,9705	430,92
Minor, V_{u3}	44,6691	73,2457	24,2523	40,6875	430,92

Fig. 2.4.29. Riassunto dei materiali, della sezione, delle combinazioni, dei coefficienti, delle sollecitazioni che hanno giustificato la scelta della quantità di armatura del pilastro

Non si può dire lo stesso, invece, per le travi, in particolare per i cordoli. Quasi tutti presentano problemi per quanto riguarda le sollecitazioni a taglio ed il software suggerisce anche in questo caso un aumento della sezione dell'elemento, che al momento dell'analisi si ricorda essere pari a 35 x 35 cm. Non presentano alcun problema le



Beam Element Details (Summary) (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)
Story1	B78	537	Trave interna 50 x 35	1,2D + 1,4E(st) + 1L + 0,2S	175	5690

Beam Element Details (Summary) (Part 2 of 2)

LLRF	Type
1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _r (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
500	350	500	0	20	20

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
18000	14,65	1	280	280

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment kN-m	Design +Moment kN-m	-Moment Rebar mm ²	+Moment Rebar mm ²	Minimum Rebar mm ²	Required Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	-158,7991		2257	0	813	2257
Bottom (-2 Axis)		79,3995	0	1027	813	1027

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kN	Shear ΦV_c kN	Shear ΦV_s kN	Shear V _p kN	Rebar A _v /S mm ² /m
135,3856	78,6599	56,7257	57,237	818,55

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

Φ^*T_u kN-m	T _{cr} kN-m	Area A _o mm ²	Perimeter, p _h mm	Rebar A _t /s mm ² /m	Rebar A _t mm ²
25,9415	4,294	91237,5	1344,4	676,98	910

Fig. 2.4.30. Riassunto dei materiali, della sezione, delle combinazioni, dei coefficienti, delle sollecitazioni che hanno giustificato la scelta della quantità di armatura della trave

piattebande interne al telaio, le cui dimensioni sono di 50 x 35 cm ma, alcune di esse, risultano parecchio sollecitate specialmente a momento negativo richiedendo, di conseguenza, un'elevata quantità di armatura superiore, come si può apprezzare in Fig. 2.4.30 in cui è mostrato il dettaglio dei valori delle azioni e la quantità di armatura proposta per far fronte a queste, con riferimento alla trave fra le campate D14 – F14.

Per quanto riguarda l'armatura dei travetti del solaio in laterocemento, l'intero solaio è stato diviso secondo gli interassi in fasce da 50 cm di larghezza nella direzione d'orditura. Il programma genererà, in questo modo, la quantità di armatura necessaria per ciascuna fascia che non sarà altro che l'armatura richiesta all'interno di ciascun travetto. Si è proceduto invece nella stessa maniera operata per il caso precedente per quanto riguarda le solette in calcestruzzo da 12 cm di spessore che collegano i vani scala. Per una più facile lettura dell'immagine si faccia riferimento a quanto già detto al § 2.3.7 del presente capitolo.

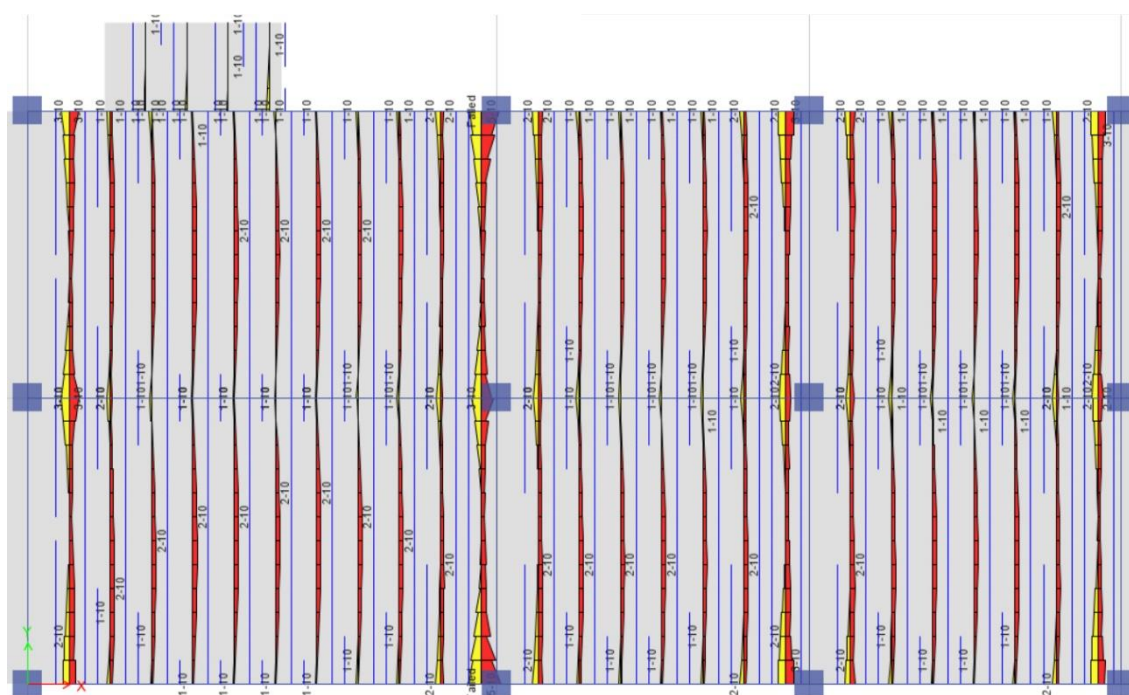


Fig. 2.4.31. *Quantità di armatura a flessione richiesta su alcuni solai in laterocemento del terzo piano*

Nel caso della Fig. 2.4.32 si notano dei valori di armatura molto elevati nella fascia all'estremità destra del solaio, questo capita quando il travetto risulta troppo vicino agli elementi strutturali verticali, nella pratica il primo travetto che si pone in opera non per forza è il più armato, anzi, normalmente è quello con minor quantità di acciaio aggiuntivo proprio per il fatto di trovarsi molto vicino ad una trave o un cordolo.

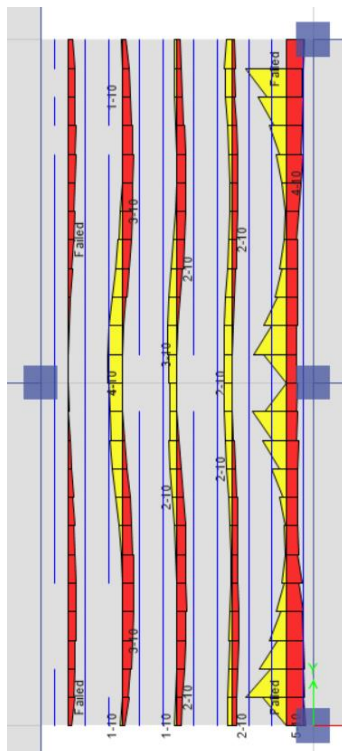


Fig. 2.4.32. Quantità di armatura a flessione richiesta su una soletta di calcestruzzo della zona di collegamento del vano scala

Anche in questo caso si allega la tabella che scandisce il numero di barre ed il diametro per ciascuna zona della trave, la trave in esame è la più sollecitata a momento negativo, fra le campate D14 – F14.

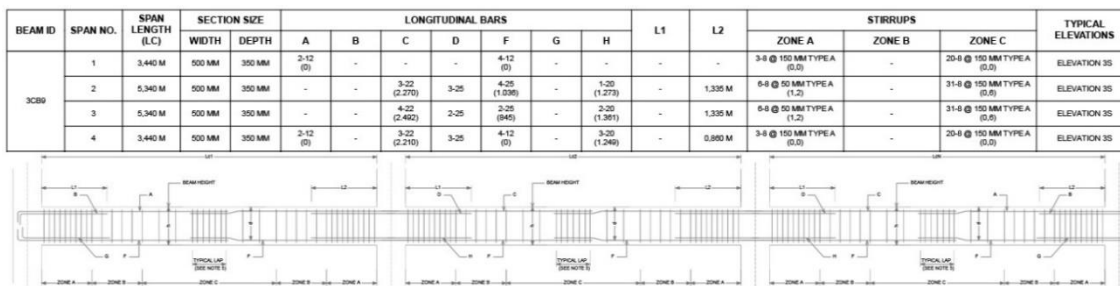


Fig. 2.4.33. Tabella che indica la posizione delle singole barre d'armatura longitudinali e trasversali, nell'alzato di ciascuna trave

Un dettaglio simile è disponibile anche per i pilastri, per i quali il software realizza anche un rendering tridimensionale dell'armatura proposta, fermo restando che si tratta comunque di una rappresentazione ideale, con finalità puramente grafica.

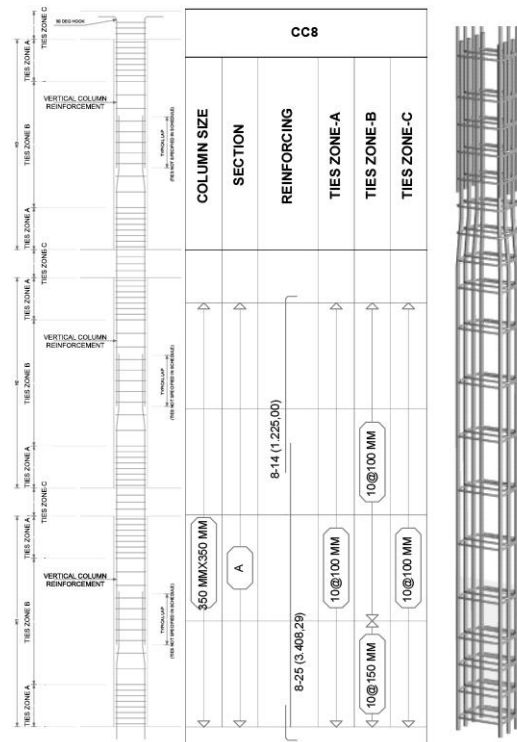


Fig. 2.4.34. Al centro la quantità di armatura proposta dal software sull'intera altezza del pilastro in esame, a sinistra un'immagine orientativa delle nomenclature e a destra un rendering qualitativo dell'armatura del primo piano del pilastro

2.5 Caso 3 - Struttura a pareti resistenti secondo la normativa italiana

Il presente caso riprenderà in considerazione la struttura già analizzata nel caso 1 sottoponendola, però, ai criteri di normativa imposti dagli Eurocodici e dalle NTC 2008 attualmente in vigore in Italia. Come materiale strutturale sarà utilizzato un calcestruzzo fra quelli descritti in tale normativa e correntemente impiegati nel Paese. L'analisi è stata svolta utilizzando il software Midas Gen 2018.

2.5.1 L'edificio: informazioni geometriche e proprietà dei materiali

La geometria di questo caso studio, come detto, è la medesima del caso 1, già descritta al § 2.3.1 di questo capitolo. Si tratta di una struttura a pareti resistenti di calcestruzzo armato "C25/30" le cui proprietà sono descritte nelle NTC 2008 e riportate di seguito così come quelle dell'acciaio "B450C" utilizzato per le barre di armatura.

Caratteristica	Simbolo	Valore
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}	14,17 MPa
Peso specifico	p	2.550 kg/m ³
Modulo elastico longitudinale	E	31.475 MPa
Modulo di Poisson	ν	0,2

Tabella 2.5.1. Proprietà del calcestruzzo utilizzato nell'analisi

La resistenza a compressione del calcestruzzo e il metodo per calcolare i valori di progetto sono descritti alla Tab. 4.1.I del § 4.1 e al § 4.1.2.1.1.1 delle NTC 2008. Il modulo elastico longitudinale E è automaticamente calcolato dal programma in accordo con la normativa italiana.

Per l'acciaio "B450C":

Caratteristica	Simbolo	Valore
Limite di snervamento	f_{yd}	391 MPa
Resistenza a trazione ultima	f_t	540 MPa
Peso specifico	p	7.860 kg/m ³
Modulo elastico longitudinale	E	200.000 MPa

Tabella 2.5.2. Proprietà dell'acciaio utilizzato nell'analisi

Anche nel caso in esame e nel seguente si è operato modellando la struttura in calcestruzzo senza inserire armatura, per poi verificarne la quantità che il software propone come *output*.

Le murature sono state rappresentate solo come carichi distribuiti sulle travi, trascurandone la resistenza alle azioni orizzontali come di prassi si usa operare nelle analisi sismiche e come era stato fatto nel caso 1. Anche in questo caso, essendo l'ultimo piano composto da sole pareti di muratura, si è reso necessario considerare un minimo di resistenza affinché non risultassero sollecitazioni e spostamenti eccessivi su pilastri e travi che non sarebbero stati realistici. Pertanto si sono modellate delle pareti fittizie in calcestruzzo di spessore tra 1,5 e 2 cm che fanno sì che i modi di vibrare, gli spostamenti di interpiano e le sollecitazioni sugli elementi strutturali risultino comparabili con la realtà.

Per le sezioni degli elementi strutturali e le considerazioni in merito si rimanda al § 2.3.1 del presente elaborato. Si specifica, comunque, che le pareti resistenti sono state modellate in Midas Gen come oggetti “wall” che corrispondono ad elementi piani con rigidità solo nel piano. Le NTC 2008 consigliano di non realizzare pareti resistenti di calcestruzzo armato di spessore inferiore a 15 cm oppure 1/20 dell’altezza d’interpiano. Essendo in questo caso l’altezza d’interpiano di 2,33 m e le pareti spesse 14 cm, il secondo criterio è soddisfatto, non lo è, invece, quello di abitabilità che impone un’altezza media di ciascun locale di 2,70 m.

La presenza delle travi rovesce di fondazione è stata simulata vincolando tutti i nodi dell’edificio al suolo attraverso degli incastri.

2.5.2 Le condizioni di carico applicate alla struttura

Per quanto concerne i carichi permanenti (G_k) il programma considera automaticamente i pesi degli elementi rappresentati, in aggiunta a ciò, come detto, si sono definiti dei carichi distribuiti lineari del valore di 5,44 kN/m (G_{3k}) sulle travi che reggono i tamponamenti e le tramezze interne per simularne il peso.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti si ricorda che essi sono costituiti dalla sola soletta in calcestruzzo di spessore 12 cm, senza carichi permanenti non strutturali, per cui il carico distribuito è di 3,00 kN/m².

I carichi variabili sono stati definiti in accordo con quanto prescritto alla Tab. 3.1.II del § 3.1.4 delle NTC 2008. Per gli ambienti interni (Q_{1k}) si ha un valore di 2,00 kN/m², per le solette di collegamento ed i balconi (Q_{2k}) si ha un valore di 4,00 kN/m², mentre per la copertura (Q_{3k}) si ha un valore di 0,50 kN/m².

Per quanto riguarda il carico della neve (Q_n), è risultato complicato supporre un sito normato dalle NTC 2008 (sul territorio italiano) che possedesse le stesse caratteristiche del sito dei casi studio 1 e 2 in Cile, per cui si è preferito mantenere il medesimo carico dei casi precedenti, quindi 0,25 kN/m².

Il carico del vento è stato valutato secondo quanto specificato al § 1-4 dell’Eurocodice 1 e al § 3.3 delle NTC 2008. Partendo dalla stessa velocità di riferimento dei casi 1 e 2, che era di 29,66 m/s, attraverso le formule indicate al § 3.3.6 delle NTC 2008 si è ricavata una pressione di base q pari a 56 kg/m². La distribuzione delle forze statiche equivalenti è calcolata in automatico dal software secondo quanto indicato nell’Eurocodice per un terreno di categoria IV, per i seguenti valori.

Piano	Modulo della forza W_{ix} [kN]	Modulo della forza W_{iy} [kN]
1	29,01	88,26
2	29,01	88,26
3	29,01	88,26
4 (copertura)	14,51	43,32

Tabella 2.5.3. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento nelle due direzioni

2.5.3 La valutazione dell'azione sismica

La valutazione del carico sismico (E) verrà svolta a mezzo di analisi statica lineare ed analisi modale spettrale.

Al fine di ottenere un'accelerazione massima di suolo confrontabile con quella utilizzata nei modelli con normativa cilena, si è ricercato il medesimo valore nelle tabelle allegate alle NTC 2008 ed è stato trovato per il comune di Varzo (VB) alle coordinate 46,2637 N; 8.1161 E per un periodo di ritorno T_R di 2475 anni allo SLV.

Nella seguente tabella si riassumono alcuni parametri che verranno utilizzati nelle formule a venire e che sono utili a descrivere le caratteristiche dell'edificio:

Oggetto	Simbolo	Valore
Classe d'uso (II) ⁽⁹⁾	-	1,00
Rapporto di smorzamento viscoso	ζ	5%
Classe di duttilità	CD	B
Fattore di struttura	q	3,00 ⁽¹⁰⁾
Categoria di sottosuolo	-	B
Accelerazione massima di suolo	a_g	0,30·g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro	F_0	2,471
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T^*_C	0,316 s
Periodo fondamentale di vibrazione della struttura	T^*	0,127 s

Tabella 2.5.4. Valori dei parametri che rientrano nella valutazione dell'azione sismica

⁹ Tab. 2.4.II del § 2.4.3 delle NTC 2008

¹⁰ Tab. 7.4.I del § 7.4.3.2 delle NTC 2008

Il fattore di struttura q è stato scelto per un edificio in classe di duttilità bassa data l'epoca a cui si fa riferimento. Come indicato al § 7.4.3.2 delle NTC 2008, per tale edificio vale $q = 3,0$.

Poiché l'edificio è regolare in altezza non sono necessarie ulteriori riduzioni di tale valore. In questo caso il periodo proprio di vibrazione della struttura risulta più basso rispetto al caso 1 e ciò è dovuto quasi esclusivamente al differente valore del modulo elastico longitudinale del calcestruzzo, in questo caso infatti $E = 31.475$ MPa, pari a circa 1,75 volte il valore del "Hormigón Clase C" cileno.

Il suolo scelto per la struttura è di categoria B, con le caratteristiche più simili a quello cileno. Di seguito sono elencati i parametri di riferimento per tale categoria in accordo con il § 3.2.3.2 delle NTC 2008 ed automaticamente generati dal software.

Parametro	Valore
S_s	1,10
S_T	1,00
S	1,10
C_C	1,38

Tabella 2.5.5. Parametri rappresentativi del suolo di categoria B

2.5.3.1 L'analisi statica lineare

Sulla base dei precedenti parametri di suolo è generato lo spettro di progetto in pseudo-accelerazione delle componenti orizzontali.

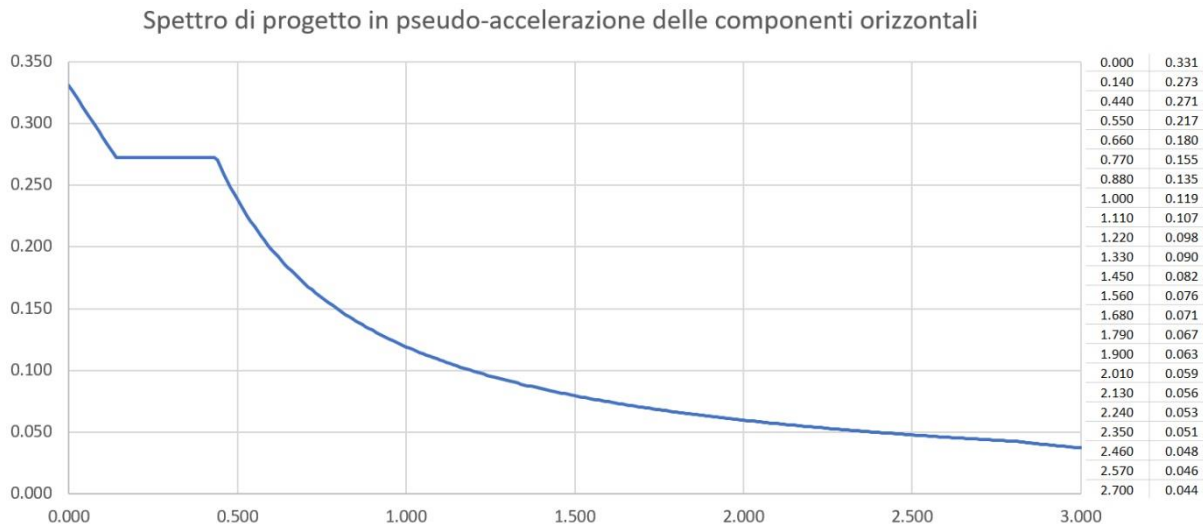


Fig. 2.5.1. Spettro di risposta in pseudo accelerazione delle componenti orizzontali

Il peso dell'edificio è considerato tenendo conto la totalità dei carichi permanenti, il 30% dei carichi variabili agenti sui solai interni ed il 60% dei carichi variabili agenti sui balconi e sui solai di collegamento, come indicato alla Tab. 2.5.I del § 2.5.3 delle NTC 2008.

Di seguito è mostrato il calcolo del taglio alla base:

$$F_H = \frac{S_d(T^*) \cdot P \cdot \lambda}{g} = \frac{0,2801 \cdot g \cdot 13035,34 \cdot 0,85}{g} = 3103,52 \text{ kN} \quad , \quad (2.5.1)$$

dove λ è un coefficiente che vale 0,85 nel caso di edifici con più di 3 piani e con $T^* < 2 \cdot T_C$, 1,00 negli altri casi. Nel caso in esame $T_C = 0,437$ s.

Come si può notare il taglio alla base risulta parecchio maggiore di quello del caso 1 (1.919,36 kN). Ciò è dovuto a quanto già descritto nel § 1.7, ovvero che la normativa cilena valuta lo sforzo basale attraverso il coefficiente sismico C anziché l'accelerazione spettrale. Questa differenza, nel caso in esame comporterà una domanda sismica dell'edificio italiano più elevata e quindi richiederà una struttura più resistente alle azioni orizzontali.

La distribuzione delle forze ai piani dell'edificio avviene, in maniera simile a quella cilena moltiplicando il taglio alla base dell'edificio per un rapporto fra le altezze ed i pesi di ciascun piano rispetto al totale dell'edificio, secondo la formula:

$$F_i = F_H \cdot \frac{(z_i \cdot P_i)}{\sum_i^N (z_i \cdot P_i)} , \quad (2.5.2)$$

dove:

z_i è la quota del piano i ;

P_i è il peso del piano i ;

N è il numero di piani.

Piano	Forza statica equivalente F_i [kN]
1	415,21
2	824,02
3	1.090,94
4 (copertura)	770,33

Tabella 2.5.6. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione sismica agenti ai vari piani

Per la simulazione della torsione accidentale si è operato moltiplicando la forza agente a ciascun piano per il 5% della dimensione principale in ciascuna direzione del piano in questione, i risultati sono espressi nella seguente tabella.

Piano	Momento M_{ix} [kN·m]	Momento M_{iy} [kN·m]
1	339,52	1.051,73
2	673,80	2.087,23
3	892,06	2.763,35
4 (copertura)	629,90	1.881,20

Tabella 2.5.7. Valori dei momenti torcenti applicati ai centri di massa dei vari piani in direzione z per simulare l'eccentricità accidentale

2.5.3.2 L'analisi modale spettrale

Lo spettro di progetto in pseudo accelerazione delle componenti orizzontali mostrato in Fig. 2.5.1 vale per entrambe le direzioni di analisi ed è stato calcolato a mezzo di foglio elettronico secondo la seguente formulazione:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]}{q} , \quad (2.5.3)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} , \quad (2.5.4)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)}{q} , \quad (2.5.5)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)}{q} , \quad (2.5.6)$$

dove:

T_B è il periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, pari a 0,146 s;

T_C è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro pari a 0,437 s;

T_D è il periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro pari a 2,802 s.

Il taglio alla base massimo prodotto dallo spettro di progetto è di 2.211,26 kN, superiore rispetto a quello generato con lo spettro di progetto cileno per la medesima struttura (1.334,28 kN). Risulta invece minore rispetto a quello generato attraverso l'analisi statica lineare, pertanto sarà quest'ultima a generare le maggiori sollecitazioni sulla struttura.

2.5.4 Le combinazioni dei carichi applicate alla struttura

Le combinazioni dei carichi sono state eseguite d'accordo con quanto specificato ai §§ 2.5.3 e 2.6.1 delle NTC 2008, non sono qui riportate in quanto ne sono state generate 140, però per tutte le sollecitazioni e gli spostamenti che verranno commentati ai paragrafi seguenti saranno descritte le combinazioni che li hanno causati.

2.5.5 Le sollecitazioni sugli elementi strutturali

Non disponendo di una griglia di assi in Midas Gen, verrà utilizzata la stessa del caso 1 di cui di seguito è riportata la pianta.

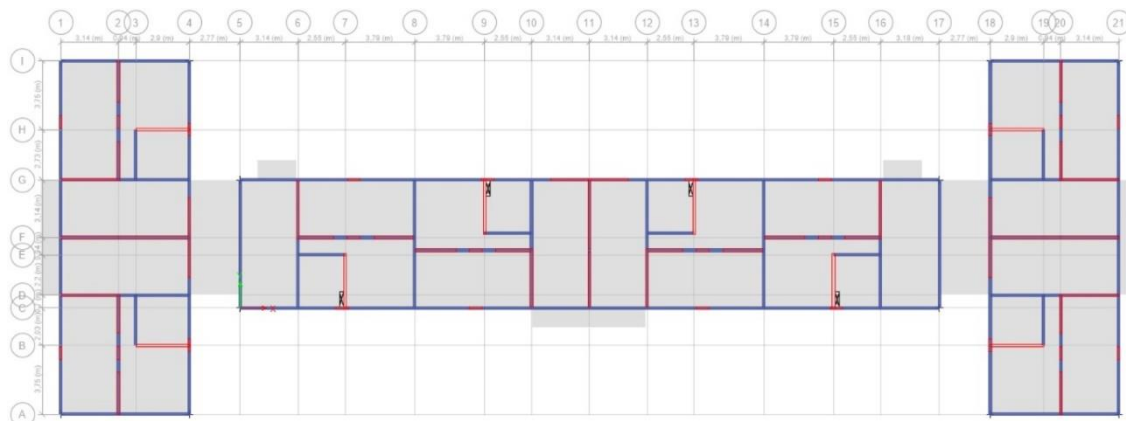


Fig. 2.5.2. Griglia di assi cartesiani di riferimento

Le massime sollecitazioni a momento positivo e negativo sulle travi si hanno per la combinazione gLCB25 ovvero $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_y$. I primi raggiungono valori di picco di 43,64 kN·m, i secondi invece toccano picchi di -76,85 kN·m entrambi nelle campate C5 – C7, C7 – C9, C13 – C15, C15 – C17. A causa dei differenti valori dei carichi variabili e dei moltiplicatori dei carichi nella combinazione, i valori delle sollecitazioni di momento risultano maggiori rispetto a quelle del caso 1.

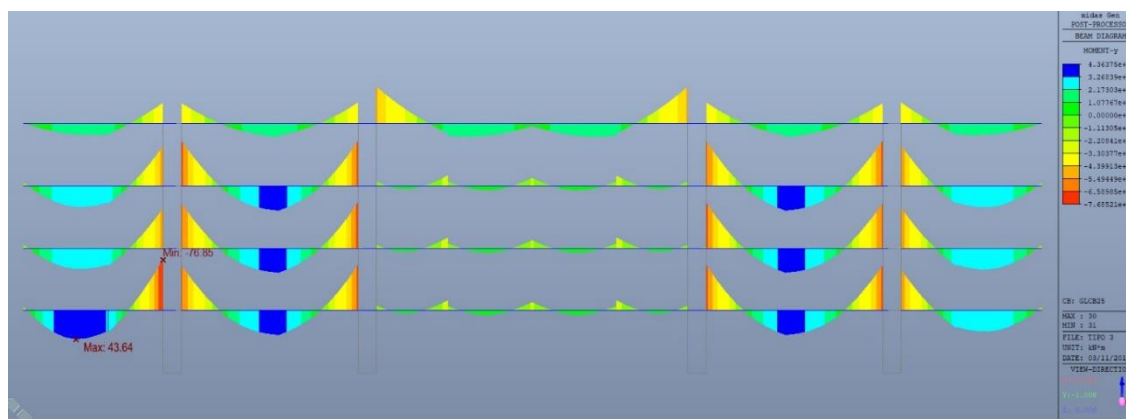


Fig. 2.5.3. Vista in alzato di una parte dell'asse C dei momenti flettenti agenti sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_y$

Per quanto riguarda il taglio sulle travi i valori massimi si hanno per la stessa combinazione e nelle stesse campate. I picchi massimi toccano i 63,02 kN come mostrato dall'immagine seguente. Nelle Figg. 2.5.3 e 2.5.4 i diagrammi di momento e di taglio in alcuni punti presentano dei "salti", questo avviene quando in direzione ortogonale è presente una parete resistente alla quale, attraverso i nodi rigidi della struttura in calcestruzzo, viene trasferita una parte delle sollecitazioni.

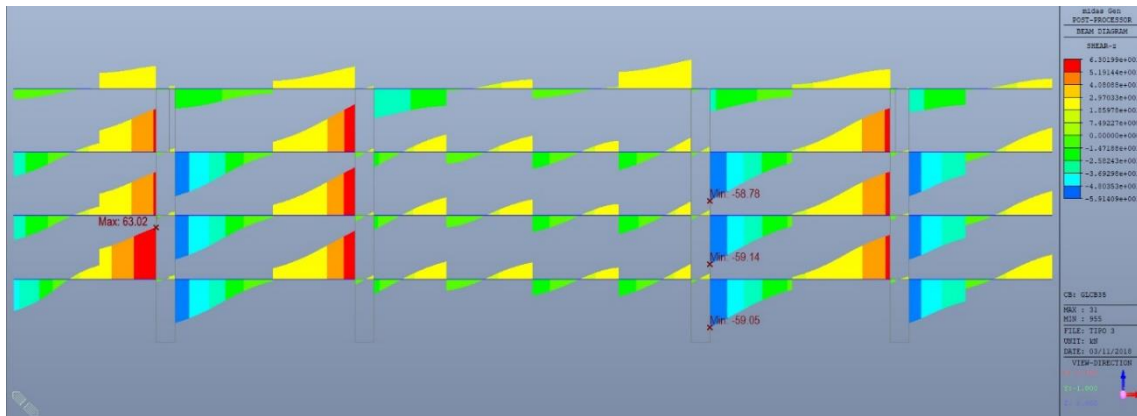


Fig. 2.5.4. Vista in alzato di una parte dell'asse C del taglio agente sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_y$

Per quanto riguarda le pareti, quelle più sollecitate a momento sono al piano terra, con l'intensità della sollecitazione che va riducendosi con l'aumentare dei piani. La combinazione dei carichi che li sviluppa è quella che include l'azione sismica, precisamente la $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$ per la direzione x e la $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ per la direzione y . La sollecitazione maggiore si ha in entrambi i casi nella parete di maggior momento d'inerzia dell'intera struttura, fra le campate F1 – F4 e F18 – F21 per la direzione x con un valore di ben 2.065,55 kN·m, e fra le campate D4 – G4 e D18 – G18 per la direzione y con un valore di 1.248,64 kN·m.

Di seguito in alzato gli elementi più sollecitati nelle due direzioni.

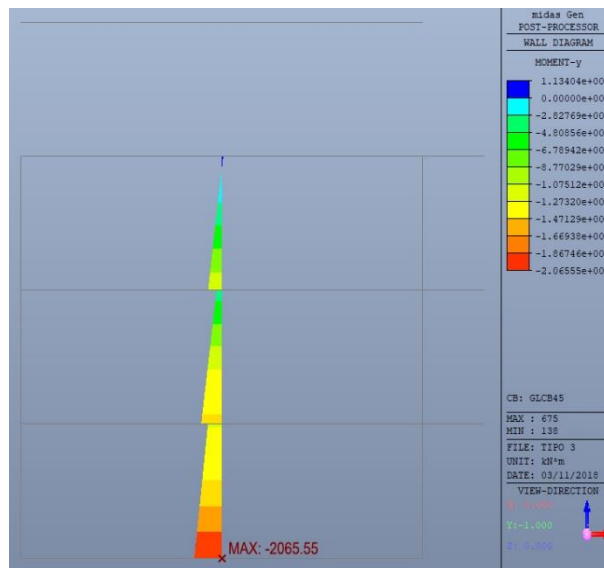


Fig. 2.5.5. Vista in alzato di una parte dell'asse F del momento flettente agente sui muri ed i rispettivi valori per la combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$

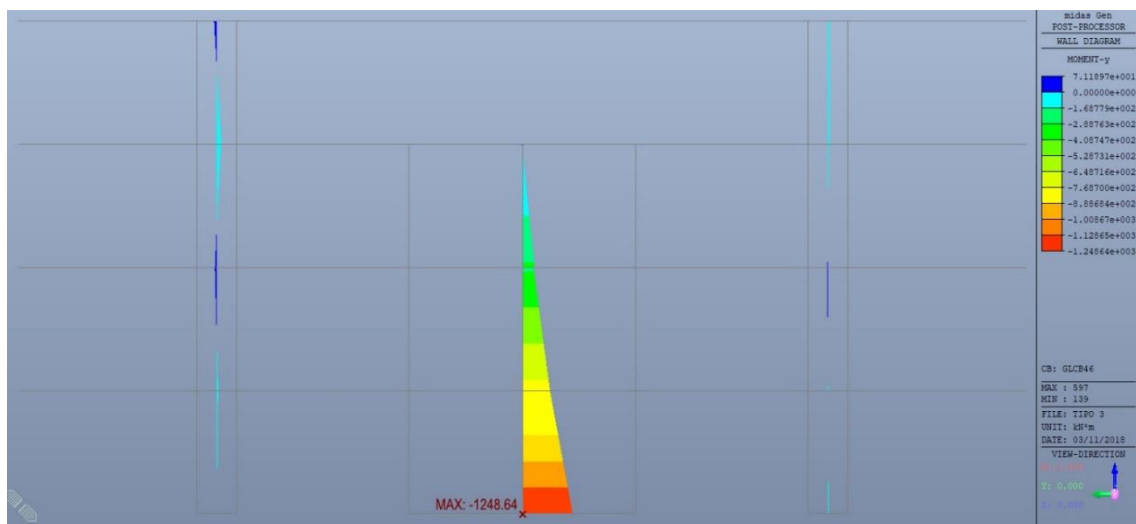


Fig. 2.5.6. Vista in alzato di una parte dell'asse 18 del momento flettente agente sui muri ed i rispettivi valori per la combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$

Nel caso in esame le sollecitazioni di taglio sulle pareti risultano ripartite in maniera abbastanza uniforme, con gli elementi più lunghi in ciascuna direzione di analisi ad assorbire la quota parte maggiore del taglio alla base, con valori di 570,39 kN tra le campate F1 – F4, F18 – F21 in direzione x e valori di 447,98 kN nella campata F11 – G11 in direzione y per le medesime combinazioni che generano i massimi momenti flettenti.

Di seguito in alzato gli elementi più sollecitati nelle due direzioni.

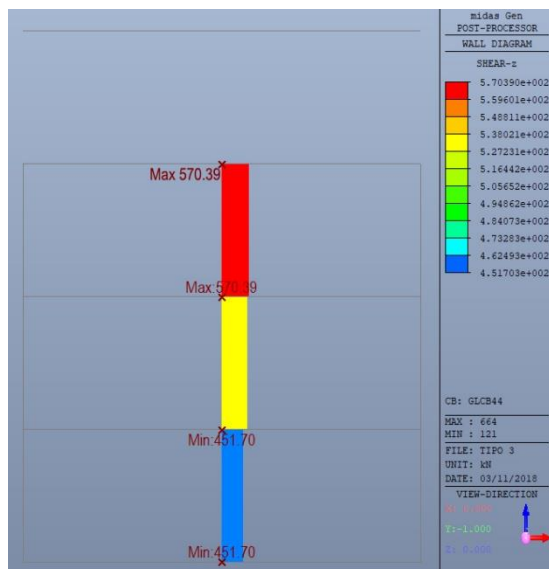


Fig. 2.5.7. Vista in alzato di una parte dell'asse F del taglio agente sui muri ed i rispettivi valori per la combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$

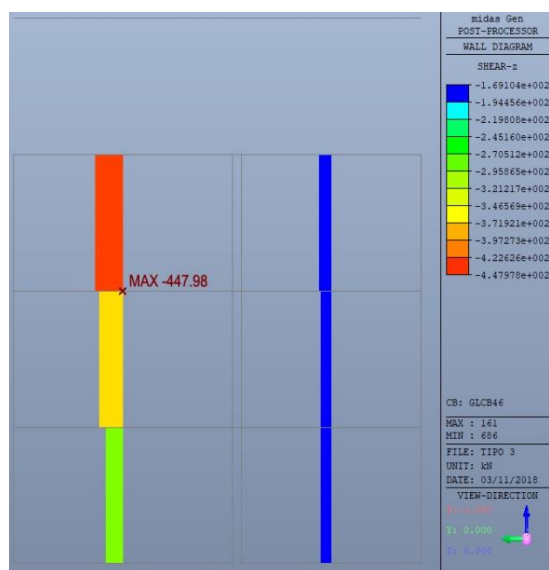


Fig. 2.5.8. Vista in alzato di una parte dell'asse 11 del taglio agente sui muri ed i rispettivi valori per la combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$

I valori dello sforzo normale sulle pareti del piano terra variano, per la combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k} + 1,0 \cdot Q_{nk})$, tra minimi di 133 kN e massimi di 1.030 kN. Le pareti più sollecitate sono quelle fra le campate F1 – F4 e F18 – F21.

2.5.6 Le deformazioni e gli spostamenti della struttura

La normativa italiana non prevede valori limite per gli spostamenti orizzontali delle strutture in calcestruzzo armato, ma semplicemente che questi non siano tali da comportare danni che causerebbero l'inefficienza o l'inagibilità dell'opera. Prevede invece al § 7.3.7.2 che tamponamenti e tramezze collegati in modo rigido alla struttura in calcestruzzo non subiscano spostamenti maggiori di $0,005 \cdot h_{piano}$ dove h_{piano} è l'altezza di interpiano.

La seguente tabella riporta i risultati del software in termini di spostamenti massimi dei centri di massa della struttura del caso 3 che avvengono per le combinazioni $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$ in direzione x e $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y .

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	0,11	0,13
2	0,29	0,35
3	0,50	0,60
4 (copertura)	1,59	1,63

Tabella 2.5.8. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Per le stesse combinazioni si elencano gli spostamenti massimi assoluti ai vari piani.

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	0,12	0,16
2	0,31	0,44
3	0,53	0,76
4 (copertura)	1,65	2,01

Tabella 2.5.9. Valori degli spostamenti massimi assoluti ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Si verifica che gli spostamenti rientrino nei parametri dello stato limite di deformabilità:

$$\delta_{max\ CM} = 0,005 \cdot h_{piano} = 0,005 \cdot 2330 = 11,65\ mm \quad . \quad (2.5.7)$$

Piano	$\delta_{interpiano}$ in direzione x [mm]	$\delta_{interpiano}$ in direzione y [mm]	Verificato
1	0,11	0,13	SÌ
2	0,18	0,22	SÌ
3	0,21	0,25	SÌ
4 (copertura)	1,09	1,03	SÌ

Tabella 2.5.10. Verifica dei valori degli spostamenti di interpiano valutati nei centri di massa dei vari piani nelle due direzioni di analisi

Gli spostamenti in questo caso risultano molto minori del caso 1, le cause sono molteplici. Per prima cosa si ricorda che il taglio alla base utilizzato nella combinazione per il calcolo degli spostamenti del caso 1 è di 15.354,88 kN, quasi 5 volte maggiore di quello impiegato nel caso in esame. In aggiunta a ciò, il maggiore modulo elastico del calcestruzzo utilizzato in questo caso contribuisce a rendere l'edificio più rigido e, infatti, le verifiche risultano ampiamente soddisfatte. La normativa cilena, comunque, sotto questo punto di vista è molto più stringente permettendo uno spostamento massimo di interpiano di 4,66 mm contro gli 11,65 mm richiesti dalle NTC 2008.

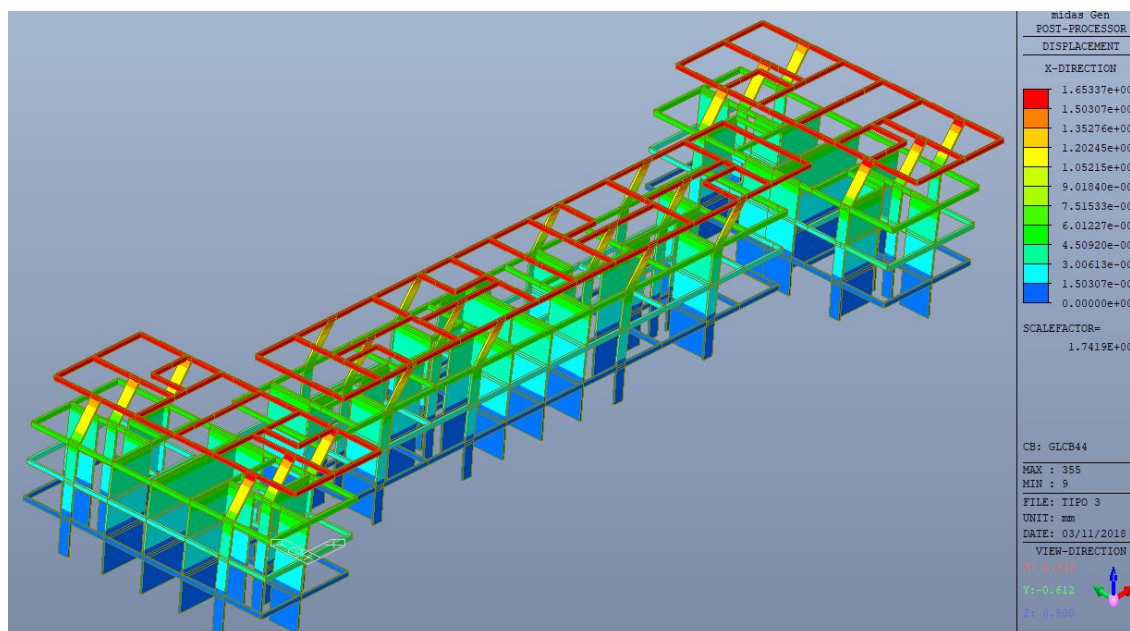


Fig. 2.5.9. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$ in direzione x . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse x .

Di seguito sono mostrate le deformate per le combinazioni sopra citate. La combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$ in direzione x produce le seguenti deformazioni.

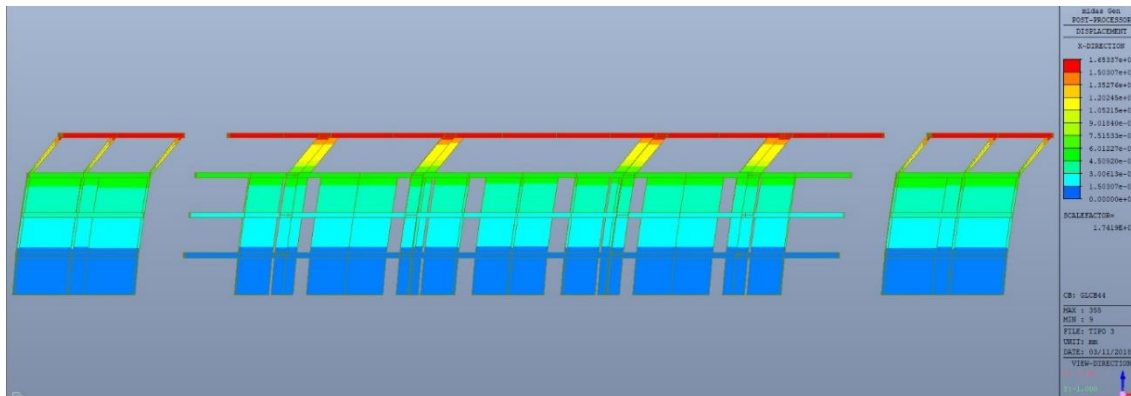


Fig. 2.5.10. Deformata in prospettiva sud della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$ in direzione x . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse x

La combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y produce le seguenti deformazioni.

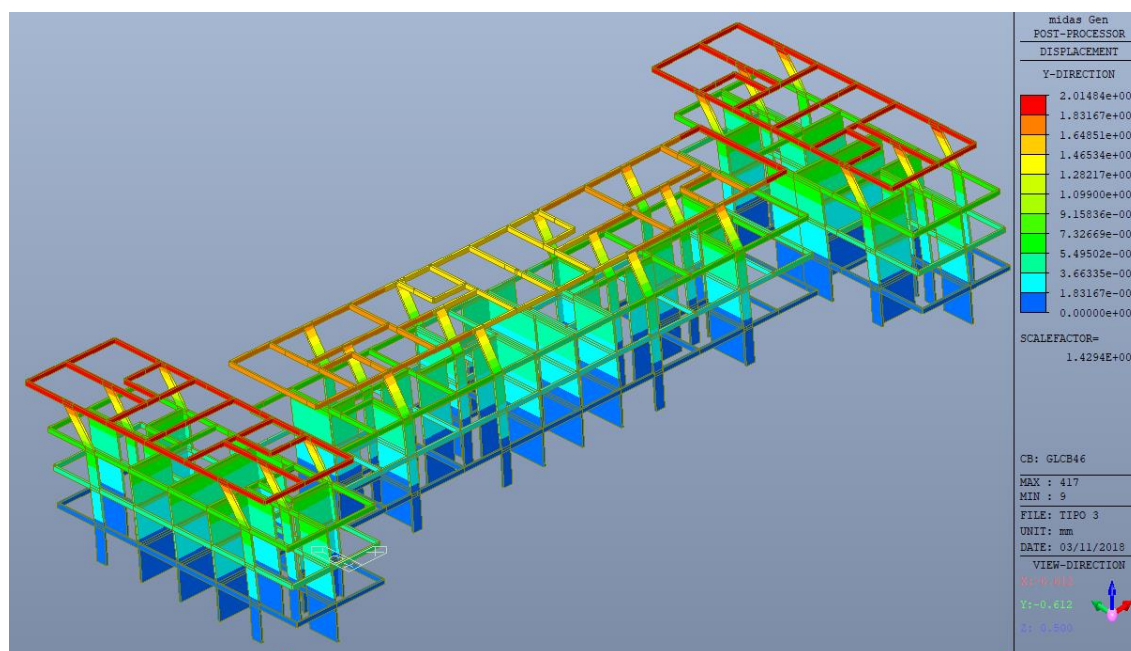


Fig. 2.5.11. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse y

La combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y produce le seguenti deformazioni.

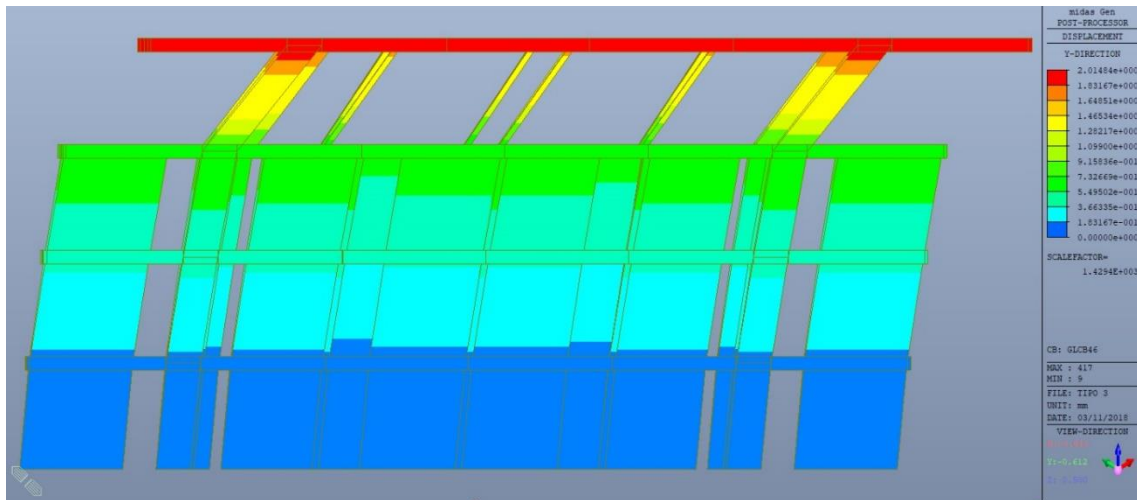


Fig. 2.5.12. Deformata in prospettiva est della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse y

La combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k} + 1,0 \cdot Q_{nk})$ genera i maggiori spostamenti verticali i cui massimi valori arrivano a 2,80 mm.

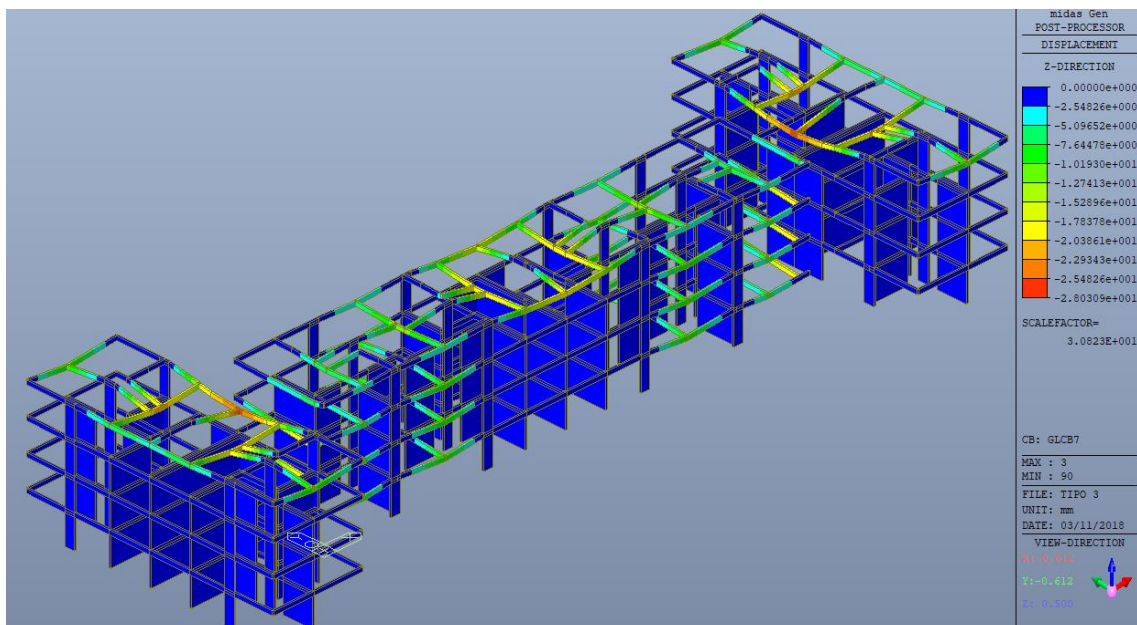


Fig. 2.5.13. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k} + 1,0 \cdot Q_{nk})$ che agisce in direzione z . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse z

2.5.7. La quantità di armatura richiesta

Sotto questo aspetto il software Midas Gen propone la possibilità di svolgere tutte le verifiche richieste dagli Eurocodici e dalle NTC 2008 con la possibilità per l'utente di cambiare secondo le proprie necessità quasi tutti i parametri sotto i quali verificare gli elementi dell'edificio.

Di seguito si mostrano le preferenze per la scelta delle barre di armatura di travi e pareti.

Fig. 2.5.14. Parametri preferibili per l'armatura per le travi e le pareti

Le combinazioni sotto le quali sono state svolte le verifiche sono le caratteristiche (rare), le quasi permanenti e le permanenti.

Per ciascuna trave il programma riporta una tabella riassuntiva con le quantità di armatura longitudinale superiore ed inferiore nonché quella trasversale oltre ai massimi momenti positivi e negativi e ai tagli di progetto per i quali sono state progettate tali armature.

Di seguito si riporta l'esempio per una trave.

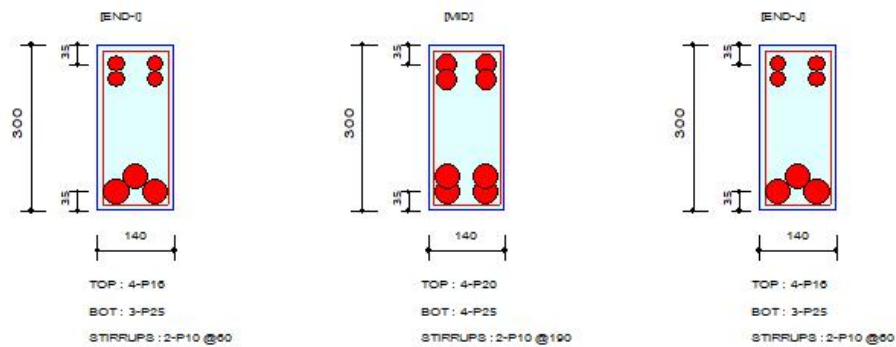
MEM	SEC	SE L	Section		fck	PO S	N(-) M_Ed	LC B	x/d	AsTop	Rebar	P(+) M_Ed	LC B	x/d	AsBot	Rebar	V_Ed	LC B	Asw	Stirrup
			Bc	Hc																
Span			bf	hf	fyw															
40			Trave 14 x	0.0250	I	23972.	11	0.27	799.69	2-2-P16	10030	15	0.65	1189.3	2-1-P25	92.435	16	2530.1	2-P10 @60	
1			140.	300.	0.4500	M	8540.5	19	0.34	1115.9	2-2-P20	15155	19	0.65	1814.2	2-2-P25	24.874	21	818.13	2-P10 @19
6980.0			0.00	0.00	0.4500	J	34169.	15	0.27	797.59	2-2-P16	10001	19	0.65	1186.5	2-1-P25	94.493	15	2530.1	2-P10 @60

Fig. 2.5.15. Risultati dell'armatura richiesta per la trave n. 40 alla campata II - I4 in forma tabulare

Come si può notare una riga, quella che fa riferimento alla sezione di mezzeria, è evidenziata in rosso, ciò sta a significare un avviso di errore nel calcolo dell'armatura. La motivazione è che l'armatura richiesta non può essere contenuta all'interno della sezione della trave in quanto essa è troppo esigua.

Il software propone come *output* anche due *files* di testo riassuntivi di tutti i parametri e le combinazioni sotto i quali è avvenuto il calcolo nonché un foglio che mostra oltre al riassunto dei valori di momento flettente e taglio sopportabili dall'elemento, anche la distribuzione grafica dell'armatura della trave nelle tre posizioni di analisi (estremo iniziale, mezzeria, estremo finale) attraverso la quale sarà chiaramente apprezzabile l'errore evidenziato in Fig. 2.5.15.

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MD	END-J
(-) Load Combination No.	11	19	158
Moment (M_{Ed})	23972.35	8540.57	34169.46
Factored Strength (M_{Rd})	62986.30	92877.43	62986.30
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.3806	0.0920	0.5425
Neutral Axis (x/d)	0.2715	0.3438	0.2715
(+) Load Combination No.	150	19	19
Moment (M_{Ed})	100307.92	151552.69	100013.55
Factored Strength (M_{Rd})	107486.50	135296.89	107486.50
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.9332	1.1201	0.9305
Neutral Axis (x/d)	0.6484	0.6543	0.6484
Required Rebar Top (A_{s_top})	799.6913	1115.8766	797.5921
Required Rebar Bot (A_{s_bot})	1189.2947	1814.1587	1186.5156

4. Shear Capacity

	END-I	MD	END-J
Load Combination No.	166	214	158
Factored Shear Force (V_{Ed})	92.44	24.87	94.49
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	29.16	28.41	29.16
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	110.82	69.88	110.82
Required Shear Reinf. (A_{sw})	2530.1477	818.1250	2530.1477
Required Stirrups Spacing	2-P10 @60	2-P10 @190	2-P10 @60
Shear Ratio by Conc	3.1696	0.8754	3.2402
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.8341	0.3560	0.8527
Check Ratio	0.8341	0.8754	0.8527

Fig. 2.5.16. Foglio riassuntivo dell'armatura proposta e della capacità resistente al momento flettente e al taglio dell'elemento

Il valore evidenziato in rosso nella colonna “MID”, alla riga “*Check Ratio* (M_{Ed}/M_{Rd})” sta a significare che in mezzeria della campata è richiesto un momento positivo di progetto (M_{Ed}) al quale la sezione, per dimensioni, non è in grado di resistere. Ad ogni modo va sempre tenuto a mente che ciascuna di queste travi è retta, nella realtà, da muri di tamponamento in laterizio pieno che, se rappresentati, farebbero sì che le travi ed i cordoli che li sovrastano abbiano valori di momento prossimi allo zero.

Prima di calcolare l’armatura richiesta per le pareti, il software avvisa che la verifica di snellezza della parete non è stata superata in quanto l’Eurocodice 2 impone che sezione minima di una parete resistente di calcestruzzo sia di 15 cm, mentre nel caso in esame le pareti sono spesse 14 cm.

Di seguito si mostra la tabella riassuntiva del calcolo per una parete.

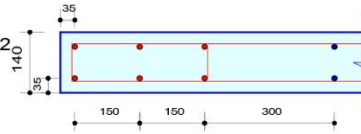
WID	SE	Wall Mark		fck	fyk	Uc	Ratio	N_Ed	M_Ed	V_Ed	As-V	V-Rebar	End-Rebar
Story	L	Lw	HTw	hw	fyw	Rat-	Rat-V		LCB	LCB	Asw-	H-Reba	Bar Layer
73	□	wM0073		0.0250	0.4500	0.122	0.433	96.883	190076	204.67	335.13	P8 @30	6-P10 @150
1F		6980.0	2330.0	140.00	0.4500	0.306	0.969	0	179-	178-	2454.4	P10 @60	Double

Fig. 2.5.17. Risultati dell’armatura richiesta per la parete n. 73 del primo piano tra le campate F18 – F21

Anche in questo caso il programma dispone il foglio riassuntivo dell’armatura richiesta, della resistenza massima a momento, taglio e sforzo normale nonché dei diagrammi momento – sforzo normale, visibile alla pagina seguente in Fig. 2.5.18.

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008
 Unit System : kN, mm
 Wall ID : 73 (Wall Mark : wM0073)
 Story-MN, ShearStory
 Material Data : $f_{ck} = 0.025$, $f_{yk} = 0.45$, $f_{yw} = 0.45 \text{ kN/mm}^2$
 Wall Dim. (Length*Thk) : 6980*140 mm
 Vertical Rebar : P8 @300 (AsV = 335.133 mm²/m)
 End Rebar : 6-P10 @150



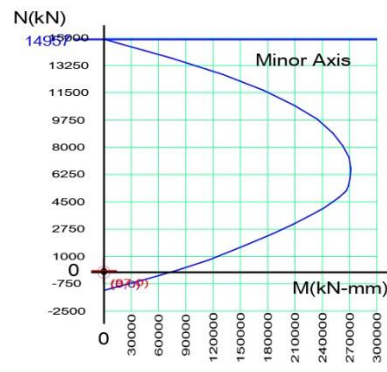
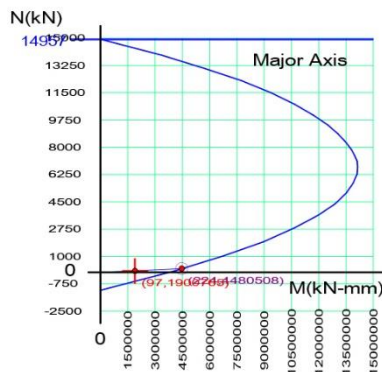
2. Applied Loads

Load Combination : 179-
 N_{Ed} = 96.8830 kN
 M_{Edy} = 1900765, M_{Edz} = 0.00000 kN-mm

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 14957.5 kN
Major Axis
 Design Axial Load Strength N_{Rdy} = 223.889 kN
 Axial Ratio N_{Ed}/N_{Rdy} = 0.433 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength M_{Rdy} = 4480508 kN-mm
 Moment Ratio M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.424 < 1.000 O.K
Minor Axis
 Design Axial Load Strength N_{Rdz}
 Axial Ratio N_{Ed}/N_{Rdz} = 0.000 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength M_{Rdz}
 Moment Ratio M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.000 < 1.000 O.K
 Normalized Axial Load Ratio Nu_d / 0.40 = 0.122 / 0.400 = 0.306 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength V_{Ed} = 204.672 kN (Load Combination : 178-)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 204.672 / 211.289 = 0.9687
 Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rdmax} = 204.672 / 2491.86 = 0.082
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.969 < 1.000 O.K
 (Asw-H_{req} = 2454.37500 mm²/m, P10 @60)

Fig. 2.5.18. Foglio riassuntivo dei parametri di calcolo dell'elemento, dell'armatura proposta e della capacità resistente allo sforzo normale, al momento flettente e al taglio

2.6 Caso 4 - Struttura a telaio secondo la normativa italiana

Il presente caso riprenderà in considerazione la struttura già analizzata nel caso 2 sottoponendola, però, ai criteri di normativa imposti dagli Eurocodici e dalle NTC 2008 attualmente in vigore in Italia. Come materiale strutturale sarà utilizzato un calcestruzzo fra quelli descritti in tale normativa e correntemente impiegati nel Paese. L'analisi, come per il caso precedente, è stata svolta utilizzando il software Midas Gen 2018.

2.6.1 L'edificio: informazioni geometriche e proprietà dei materiali

La geometria di questo caso studio, come detto, è la medesima del caso 2, già descritta al § 2.4.1 di questo capitolo. Si tratta di una struttura a telaio classico in calcestruzzo armato "C25/30" le cui proprietà sono descritte nelle NTC 2008 e riportate in questo elaborato al § 2.5.1 così come quelle dell'acciaio "B450C" utilizzato per le barre di armatura.

Vengono di seguito riportate le sezioni degli elementi strutturali con i relativi parametri.

The image shows two overlapping dialog boxes from the Midas Gen software. The 'Section Data' dialog is on the left, and the 'Section Properties' dialog is on the right.

Section Data Dialog:

- DB/User: Section ID: 1, Name: Pilastro 35 x 35, Material: Solid Rectangle.
- Section Name: (empty), Built-Up Section:
- Get Data from Single Angle: DB Name: AISC10(US), Sect. Name: (empty)
- Dimensions: H = 35 cm, B = 35 cm.
- Options: Consider Shear Deformation, Consider Warping Effect(7th DOF).
- Offset: Center-Center, Change Offset ...
- Buttons: Show Calculation Results..., OK, Cancel, Apply.

Section Properties Dialog:

	Value	Unit
Area	1.225000e+003	cm ²
Asv	1.020833e+003	cm ²
Asz	1.020833e+003	cm ²
Ixx	2.110254e+005	cm ⁴
Iyy	1.250521e+005	cm ⁴
Izz	1.250521e+005	cm ⁴
Cvp	1.750000e+001	cm
Cvm	1.750000e+001	cm
Czp	1.750000e+001	cm
Czm	1.750000e+001	cm
Qvh	1.531250e+002	cm ²
Qzh	1.531250e+002	cm ²
Peri O	1.400000e+002	cm
Peri I	0.000000e+000	cm
Center v	1.750000e+001	cm
Center z	1.750000e+001	cm
v1	-1.750000e+001	cm
z1	1.750000e+001	cm
v2	1.750000e+001	cm
z2	1.750000e+001	cm
v3	-1.750000e+001	cm
z3	-1.750000e+001	cm
v4	-1.750000e+001	cm
z4	-1.750000e+001	cm

Close

Fig. 2.6.1. Dati relativi alla sezione del pilastro 35 x 35 e del cordolo 35 x 35

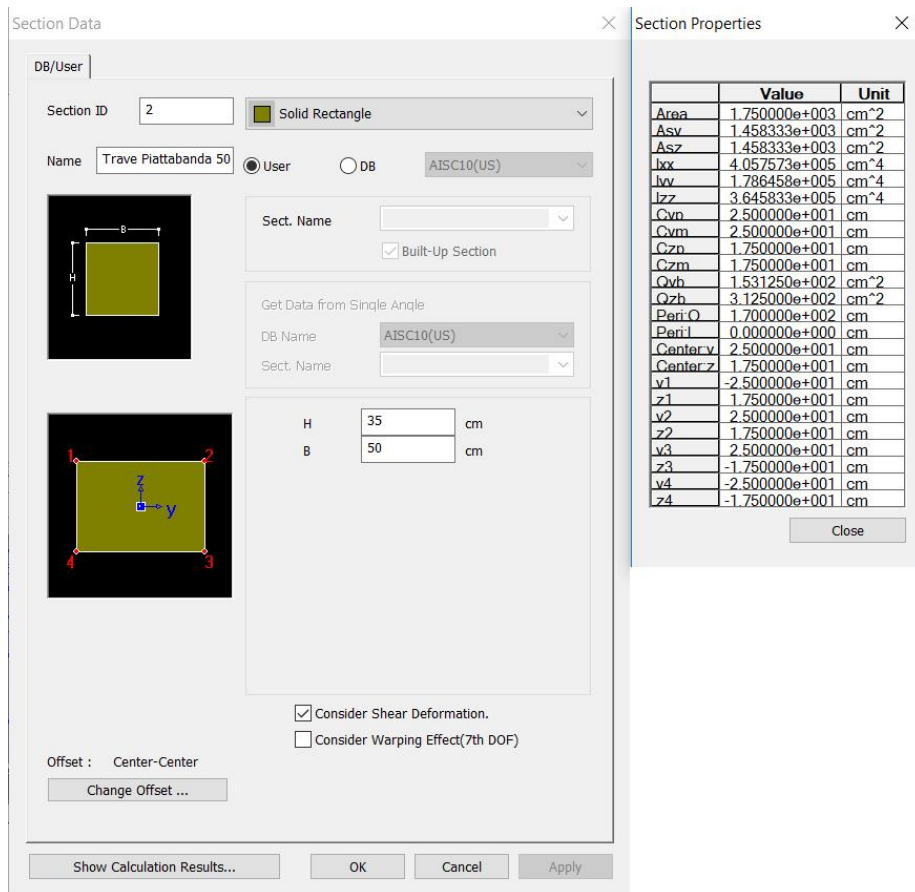


Fig. 2.6.2. Dati relativi alla sezione delle travi piattebande 50 x 35 cm

Il software Midas Gen, a differenza di ETABS, non permette all'utente la modellazione realistica del solaio che, pertanto, sarà rappresentato come un elemento rigido che trasmette un carico distribuito lineare sulle travi che lo sorreggono. Il valore di tale carico è lo stesso del caso 2, pertanto quello di un solaio monodirezionale "Bausta" con travetti da 12 cm ad un interasse di 50 cm, pignatte da 38 cm di larghezza per 28 cm di altezza alle quali è aggiunta una cappa di ricoprimento in calcestruzzo di 7 cm a dare rigidità nel piano per arrivare ad uno spessore totale dell'elemento strutturale di 35 cm.

Per i tamponamenti in muratura si è deciso di mantenere le stesse sezioni dei precedenti casi studio quindi una sezione di 14 cm di spessore costituito da una singola fila di mattoni pieni, inseriti nel modello di analisi solo come carichi distribuiti lineari.

Le fondazioni anche in questo caso sarebbero a trave rovescia e, come per i casi precedenti, sono state rappresentate come degli incastri alla base di ciascun pilastro. I diaframmi sono rigidi per tutti i piani.

2.6.2 Le condizioni di carico applicate alla struttura

Per quanto concerne i carichi permanenti (G_k) il programma considera automaticamente i pesi degli elementi rappresentati, in aggiunta a ciò, come detto, si sono definiti dei carichi distribuiti lineari del valore di 7,90 kN/m (G_{3k}) sulle travi che reggono i tamponamenti e le tramezze interne per simularne il peso.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti nei balconi e nella copertura il carico permanente è stato definito come il solo peso della parte strutturale del solaio:

Oggetto	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]
Pignatte in laterizio	4,90	0,28	1,04 ⁽¹¹⁾
Travetti	25,00	0,28	1,68 ⁽¹²⁾
Soletta di ricoprimento	25,00	0,07	1,75
TOTALE			4,47

Tabella 2.6.1. Descrizione dei carichi permanenti strutturali (G_{1k}) del pacchetto di solaio

Per i solai interni invece, si è aggiunto anche il peso dei carichi permanenti non strutturali (G_{2k}).

Oggetto	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]
Solaio strutturale	-	0,35	4,47
Massetto impiantistico	18,00	0,10	1,80
Massetto di allettamento	21,00	0,05	1,05
TOTALE			7,32

Tabella 2.6.2. Descrizione dei carichi permanenti non strutturali (G_{2k}) del pacchetto di solaio

¹¹ Il valore indicato è frutto della moltiplicazione: $4,90 \cdot 0,28 \cdot (0,38/0,50)$, in quanto la pignatta è presente per 38 cm ogni 50 cm, senza questa riduzione si sarebbero considerate le pignatte una adiacente alla seguente senza l'intervallo dei travetti.

¹² Il valore indicato è frutto della moltiplicazione: $25,00 \cdot 0,28 \cdot (0,12/0,50)$, in quanto il travetto è presente per 12 cm ogni 50 cm, senza questa riduzione si sarebbero considerati i travetti uno adiacente al seguente senza l'intervallo delle pignatte.

I carichi variabili sono gli stessi del caso 3 in accordo con quanto prescritto alla Tab. 3.1.II del § 3.1.4 delle NTC 2008. Per gli ambienti interni (Q_{1k}) si ha un valore di 2,00 kN/m², per le solette di collegamento ed i balconi (Q_{2k}) si ha un valore di 4,00 kN/m², mentre per la copertura (Q_{3k}) si ha un valore di 0,50 kN/m².

Anche per quanto riguarda il carico della neve (Q_n) i valori sono i medesimi dei casi precedenti, quindi 0,25 kN/m².

L'azione del vento (W), invece, risulta differente in quanto, essendo l'edificio in esame più alto del caso precedente, la superficie di sopravvento è maggiore ed anche le quote dei piani, di conseguenza, maggiori sono anche le forze statiche che ne simulano l'azione.

Tali forze sono state definite d'accordo a quanto specificato al § 1-4 dell'Eurocodice 1 e in linea con il § 3.3 delle NTC 2008, calcolate in automatico dal software secondo i parametri del caso precedente. Si ha la seguente distribuzione di forze ai vari piani:

Piano	Modulo della forza W_{ix} [kN]	Modulo della forza W_{iy} [kN]
1	40,49	122,63
2	40,49	122,63
3	43,61	132,07
4 (copertura)	23,36	70,76

Tabella 2.6.3. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento nelle due direzioni

2.6.3 La valutazione dell'azione sismica

La valutazione del carico sismico (E), com'è avvenuto per tutti i casi precedenti, verrà svolta anche nel caso 4 a mezzo di analisi statica lineare ed analisi modale spettrale.

Il sito da cui ricavare i dati di accelerazione massima di suolo, fattore di amplificazione dello spettro e periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro è lo stesso del caso 3.

Nella seguente tabella si riassumono alcuni parametri che verranno utilizzati nelle formule a venire e che sono utili a descrivere le caratteristiche dell'edificio:

Oggetto	Simbolo	Valore
Classe d'uso (II) ⁽¹³⁾	-	1,00
Rapporto di smorzamento viscoso	ζ	5%
Classe di duttilità	<i>CD</i>	B
Fattore di struttura	<i>q</i>	3,90 ⁽¹⁴⁾
Categoria di sottosuolo	-	B
Accelerazione massima di suolo	<i>a_g</i>	0,30·g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro	<i>F₀</i>	2,471
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro	<i>T_c[*]</i>	0,316 s
Periodo fondamentale di vibrazione della struttura	<i>T[*]</i>	0,752 s

Tabella 2.6.4. Valori dei parametri che rientrano nella valutazione dell'azione sismica

Il fattore di struttura q , come nel caso precedente, è stato scelto per un edificio in classe di duttilità bassa data l'epoca a cui si fa riferimento, ad oggi un edificio a telaio in calcestruzzo armato verrebbe progettato in classe di duttilità alta. Il valore di α_u/α_l per un edificio a telaio in calcestruzzo armato, a più piani e molteplici campate, regolare in pianta è di 1,3 come indicato al § 7.4.3.2 delle NTC 2008. Il fattore di struttura è quindi dato da:

$$q = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9 \quad (2.6.1)$$

Poiché l'edificio è regolare in altezza non sono necessarie ulteriori riduzioni di tale valore. In questo caso il periodo proprio di vibrazione della struttura risulta più basso rispetto al caso 2 e ciò è dovuto quasi esclusivamente al differente valore del modulo elastico longitudinale del calcestruzzo, in questo caso infatti $E = 31.475$ MPa, pari a circa 1,75 volte il valore del "Hormigón Clase C" cileno. Una minima differenza nei periodi di vibrazione la fa anche il peso totale della struttura del caso in esame che è più leggera rispetto a quella del caso 2 del 3%.

Come nel caso precedente il suolo scelto per la struttura è di categoria B, con le caratteristiche più simili a quello cileno. Di seguito sono elencati i parametri di

¹³ Tab. 2.4.II del § 2.4.3 delle NTC 2008

¹⁴ Tab. 7.4.I del § 7.4.3.2 delle NTC 2008

riferimento per tale categoria in accordo con il § 3.2.3.2 delle NTC 2008 ed automaticamente generati dal software.

Parametro	Valore
S_S	1,10
S_T	1,00
S	1,10
C_C	1,38

Tabella 2.6.5. Parametri rappresentativi del sottosuolo di categoria B

2.6.3.1 L'analisi statica lineare

Sulla base dei precedenti parametri di suolo è generato lo spettro di progetto in pseudo-accelerazione delle componenti orizzontali.

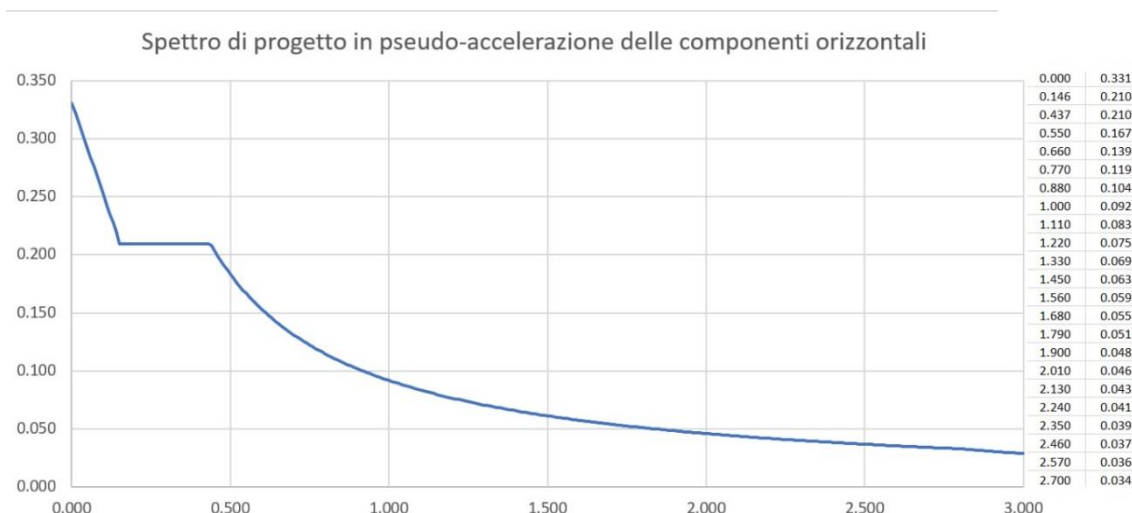


Fig. 2.6.3. Spettro di progetto in pseudo-accelerazione delle componenti orizzontali

Il peso dell'edificio è considerato tenendo conto la totalità dei carichi permanenti, il 30% dei carichi variabili agenti sui solai interni ed il 60% dei carichi variabili agenti sui balconi e sui solai di collegamento, come indicato alla Tab. 2.5.I del § 2.5.3 delle NTC 2008.

Di seguito è mostrato il calcolo del taglio alla base:

$$F_H = \frac{S_d(T^*) \cdot P \cdot \lambda}{g} = \frac{0,1038 \cdot g \cdot 27050,86 \cdot 0,85}{g} = 2386,70 \text{ kN} \quad , \quad (2.6.2)$$

Anche in questo caso il taglio alla base risulta parecchio maggiore di quello del caso 2 (1.476,42 kN). Questa differenza anche nel caso in esame comporterà una domanda sismica dell'edificio italiano più elevata e quindi richiederà una struttura più resistente

alle azioni orizzontali. La distribuzione delle forze ai piani dell'edificio avviene anche in questo caso secondo la formula:

$$F_i = F_H \cdot \frac{(z_i \cdot P_i)}{\sum_i^N (z_i \cdot P_i)} , \quad (2.6.3)$$

dove:

z_i è la quota del piano i ;

P_i è il peso del piano i ;

N è il numero di piani.

Piano	Forza statica equivalente F_i [kN]
1	295,73
2	591,46
3	887,18
4 (copertura)	611,45

Tabella 2.6.6. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione sismica agenti ai vari piani

Per la simulazione della torsione accidentale si è operato moltiplicando la forza agente a ciascun piano per il 5% della dimensione principale in ciascuna direzione del piano in questione, i risultati sono espressi nella seguente tabella.

Piano	Momento M_{ix} [kN·m]	Momento M_{iy} [kN·m]
1	280,35	880,68
2	560,70	1.761,36
3	841,05	2.642,03
4 (copertura)	579,65	1.755,47

Tabella 2.6.7. Valori dei momenti torcenti applicati ai centri di massa dei vari piani in direzione z per simulare l'eccentricità accidentale

2.6.3.2 L'analisi modale spettrale

Il taglio alla base massimo prodotto dallo spettro di progetto è di 1.944,34 kN, superiore rispetto a quello generato con lo spettro di progetto cileno per la medesima struttura (1.224,30 kN). Risulta invece minore rispetto a quello generato attraverso l'analisi statica lineare, pertanto sarà quest'ultima a generare le maggiori sollecitazioni sulla struttura.

2.6.4. Le combinazioni dei carichi applicate alla struttura

Le combinazioni dei carichi sono state eseguite d'accordo con quanto specificato ai § 2.5.3 e § 2.6.1 delle NTC 2008, non sono qui riportate in quanto ne sono state generate 140, però per tutte le sollecitazioni e gli spostamenti che verranno commentati ai paragrafi seguenti saranno descritte le combinazioni che li hanno causati.

2.6.5 Le sollecitazioni sugli elementi strutturali

Non disponendo di una griglia di assi in Midas Gen, verrà utilizzata la stessa del caso 2 di cui di seguito è riportata la pianta.

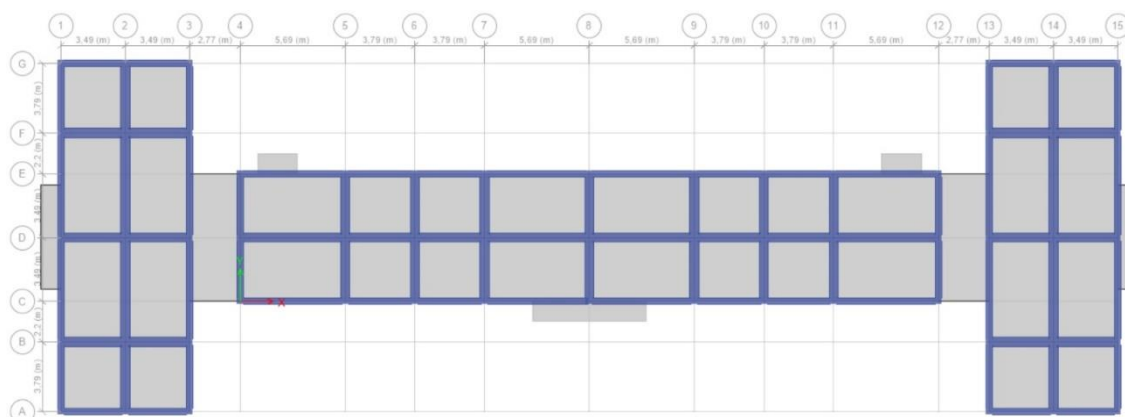


Fig. 2.6.4. Griglia di assi cartesiani di riferimento

Le massime sollecitazioni a momento positivo e negativo sulle travi si hanno per la combinazione gLCB8 ovvero $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_x$. I primi raggiungono valori di picco di 80,55 kN·m nelle campate di maggior luce del corpo centrale, ovvero la D4 – D5 e la D11 – D12 del primo piano. I secondi invece toccano picchi di -142,05 kN·m nelle campate B2 – D2, B14 – D14, D2 – F2, D7 – D8, D8 – D9, D14 – F14, sostanzialmente nella zona di prossimità del pilastro di mezzo

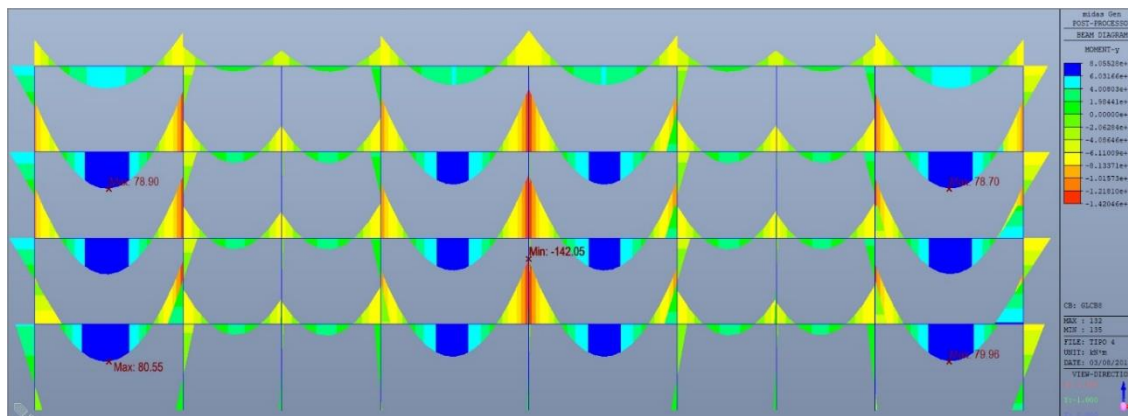


Fig. 2.6.5. Vista in alzato di una parte dell'asse D dei momenti flettenti agenti sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_x$

del corpo centrale e dei due corpi laterali. Nonostante i differenti moltiplicatori dei carichi nella combinazione, i valori delle sollecitazioni di momento non risultano molto diverse da quelle del caso 2.

Per quanto riguarda il taglio sulle travi i picchi massimi si raggiungono per la medesima combinazione in corrispondenza delle campate B2 – D2, B14 – D14, D2 – F2, D14 – F14, D4 – D5, D7 – D8, D8 – D9, D11 – D12 toccando valori massimi di 146,25 kN. Anche in questo caso i valori sono leggermente maggiori del caso 2, ma comunque paragonabili.

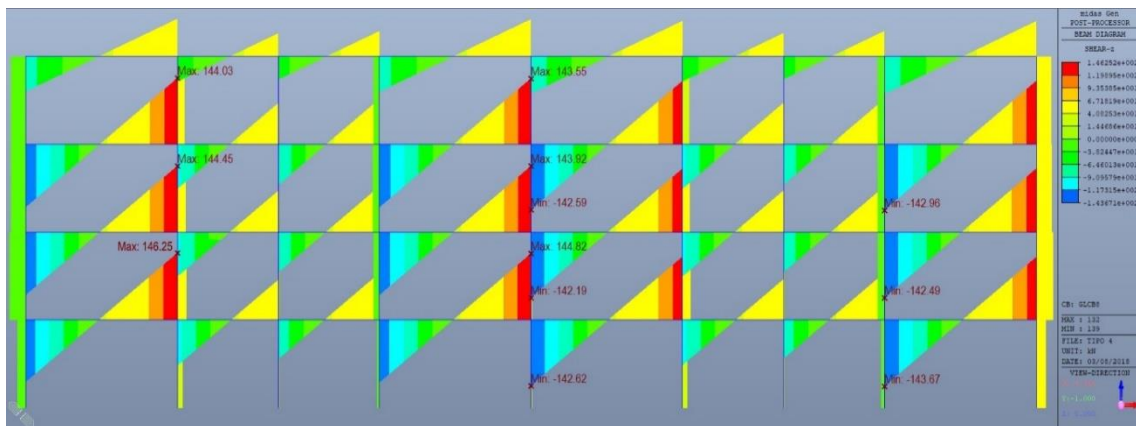


Fig. 2.6.6. Vista in alzato di una parte dell'asse D del taglio agente sulle travi con i rispettivi valori per la combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_x$

Per ciò che interessa i pilastri in questo caso la combinazione più sfavorevole è quella sismica, precisamente la $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (-0,3 \cdot E_{(st)x} - 1,0 \cdot E_{(st)y})$ per la quale gli elementi portanti verticali più sollecitati, al piano terra, raggiungono valori di massimo momento di 111,55 kN·m.

Anche in questo caso il valore risulta paragonabile a quello del caso 2, ma comunque maggiore poiché il taglio alla base imposto dalla normativa italiana, si è visto essere più grande per questo tipo di struttura.

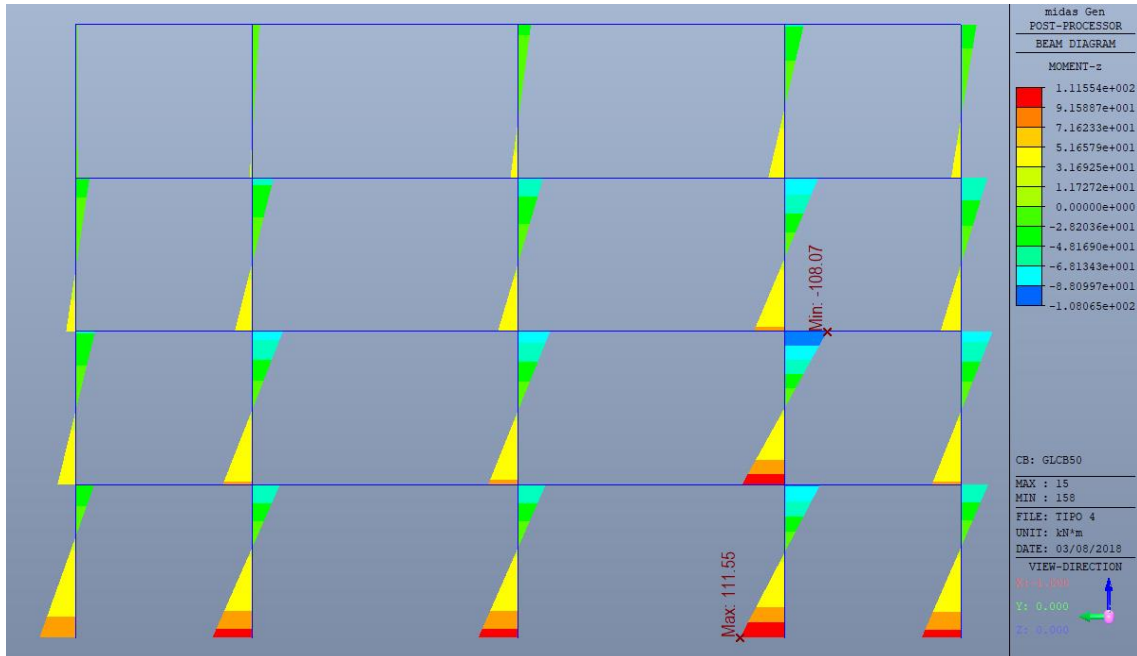


Fig. 2.6.7. Vista in alzato dell'asse 14 dei momenti flettenti agenti sui pilastri con i rispettivi valori per la combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (-0,3 \cdot E_{(st)x} - 1,0 \cdot E_{(st)y})$

Per la stessa combinazione si ha anche il maggior valore del taglio sugli elementi verticali, pari a 64,95 kN.

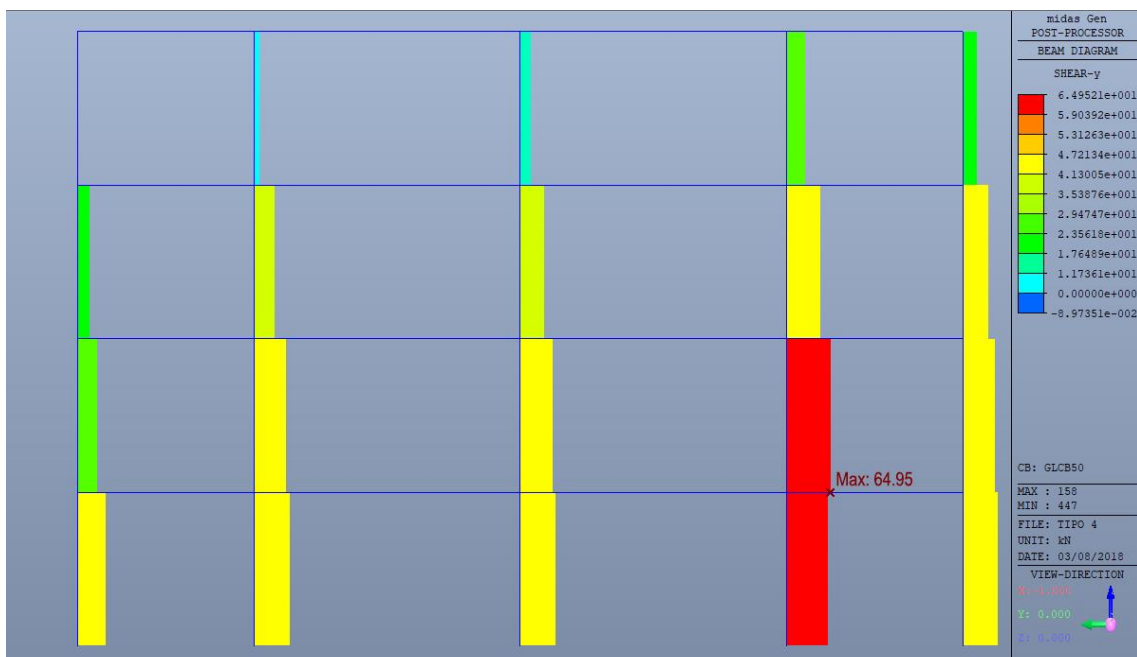


Fig. 2.6.8. Vista in alzato dell'asse 14 del taglio agente sui pilastri con i rispettivi valori per la combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (-0,3 \cdot E_{(st)x} - 1,0 \cdot E_{(st)y})$

In generale le sollecitazioni perpendicolari agli elementi verticali come taglio e momento sono ripartite in maniera uniforme in quasi tutti i punti della struttura. I corpi laterali risentono maggiormente delle azioni sismiche quando analizzati con effetti torsionali imposti poiché sono le estremità più distanti dal centro di rigidità dell'edificio. Ad ogni modo la struttura è perfettamente simmetrica e, in caso di sisma, gli effetti torsionali che realmente si potrebbero creare sono molto ridotti poiché, nella più sfavorevole delle ipotesi, il centro delle masse ad ogni piano si discosterà di poco dal centro delle rigidità. I valori dello sforzo normale sui pilastri del piano terra, per la combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k} + 0,5 \cdot Q_{nk})$ variano fra minimi di 340 kN a massimi di 1.125 kN. I pilastri più caricati, in generale, sono quelli che si trovano nelle parti interne di ciascuno dei tre corpi dell'edificio come il D2, il D8 e il D14. La distribuzione dei carichi assiali è molto chiara, con valori che vanno calando gradualmente all'allontanarsi dai centri di ciascuno dei tre corpi, fino ad arrivare ai minimi che si trovano negli angoli.

2.6.6 Le deformazioni e gli spostamenti della struttura

La seguente tabella riporta i risultati del software in termini di spostamenti massimi dei centri di massa della struttura del caso 4 che avvengono per le combinazioni $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$ in direzione x e $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y .

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	5,24	5,27
2	11,80	11,90
3	16,67	16,85
4 (copertura)	19,03	19,29

Tabella 2.6.8. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Per le stesse combinazioni si elencano gli spostamenti massimi assoluti ai vari piani.

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	5,45	6,41
2	12,28	14,48
3	17,35	20,51
4 (copertura)	19,81	23,46

Tabella 2.6.9. Valori degli spostamenti massimi assoluti ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Come per il caso precedente si verifica che gli spostamenti rientrino nei parametri dello stato limite di deformabilità:

$$\delta_{max} = 0,005 \cdot h_{piano} = 0,005 \cdot 3300 = 16,50 \text{ mm} \quad , \quad (2.6.4)$$

Piano	$\delta_{interpiano}$ in direzione x [mm]	$\delta_{interpiano}$ in direzione y [mm]	Verificato
1	5,24	5,27	SÌ
2	6,56	6,63	SÌ
3	4,87	4,95	SÌ
4 (copertura)	2,36	2,44	SÌ

Tabella 2.6.10. Verifica dei valori degli spostamenti di interpiano valutati nei centri di massa dei vari piani nelle due direzioni di analisi

Gli spostamenti in questo caso risultano minori del caso 2 (circa il 75%) a causa del diverso modulo elastico del calcestruzzo utilizzato e le verifiche ampiamente soddisfatte. La normativa cilena, comunque, sotto questo punto di vista è molto più stringente permettendo uno spostamento massimo di interpiano di 6,60 mm contro i 16,50 mm richiesti dalle NTC 2008.

Di seguito sono mostrate le deformate per le combinazioni sopra citate. La sismica in direzione x è $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$.

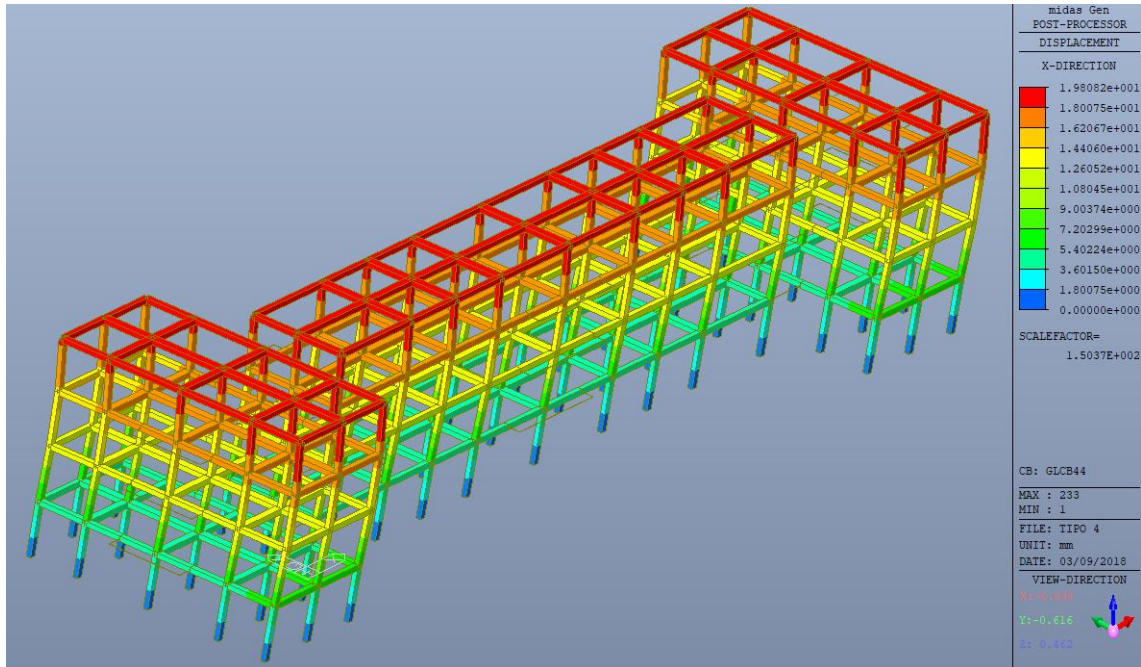


Fig. 2.6.9. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$ in direzione x . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse x .

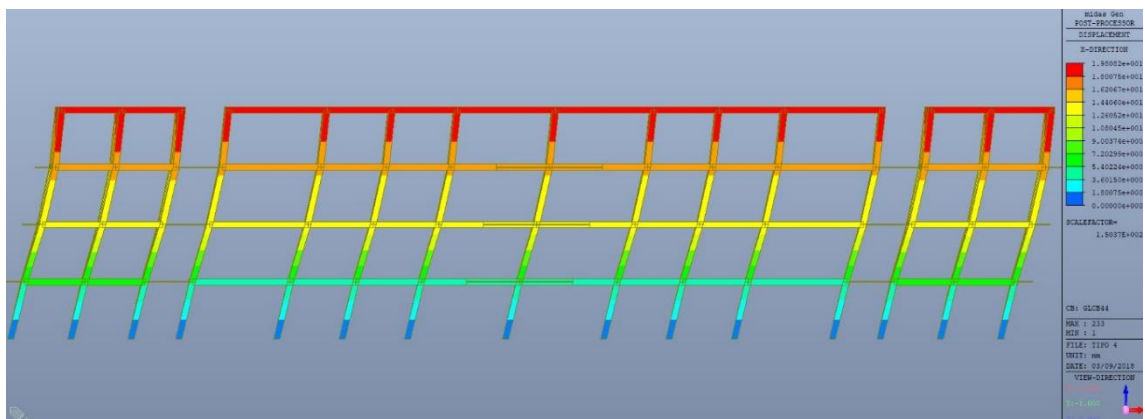


Fig. 2.6.10. Deformata in prospettiva sud della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (1,0 \cdot E_{(st)x} + 0,3 \cdot E_{(st)y})$ in direzione x . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse x .

La combinazione $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y produce le seguenti deformazioni.

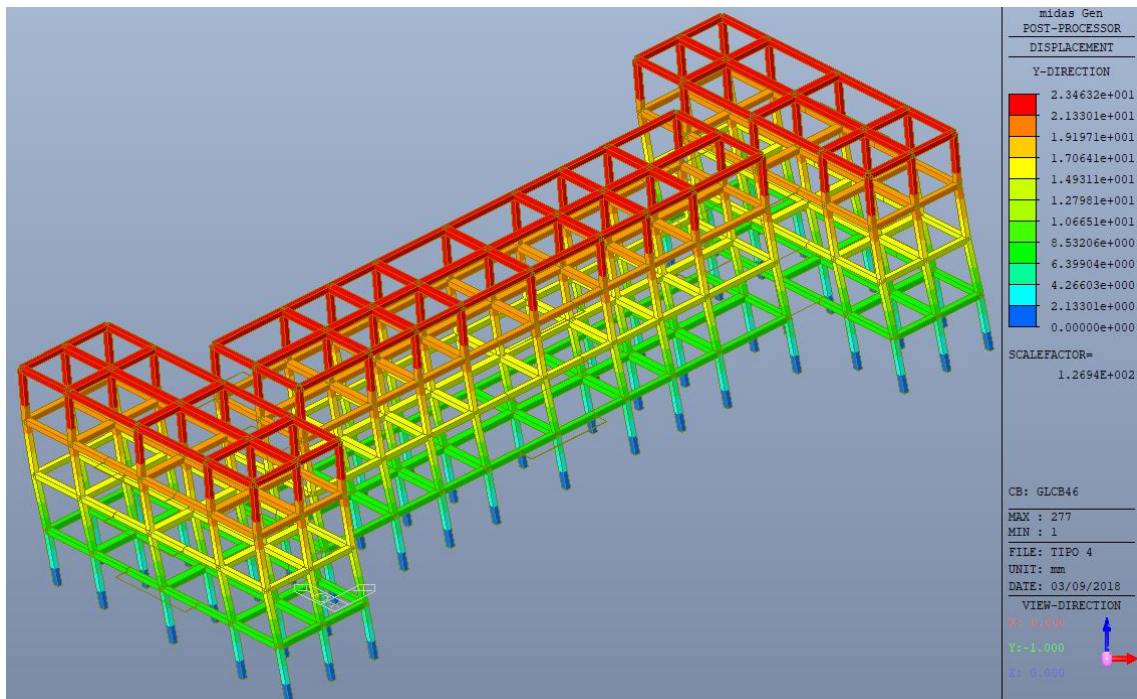


Fig. 2.6.11. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse y .

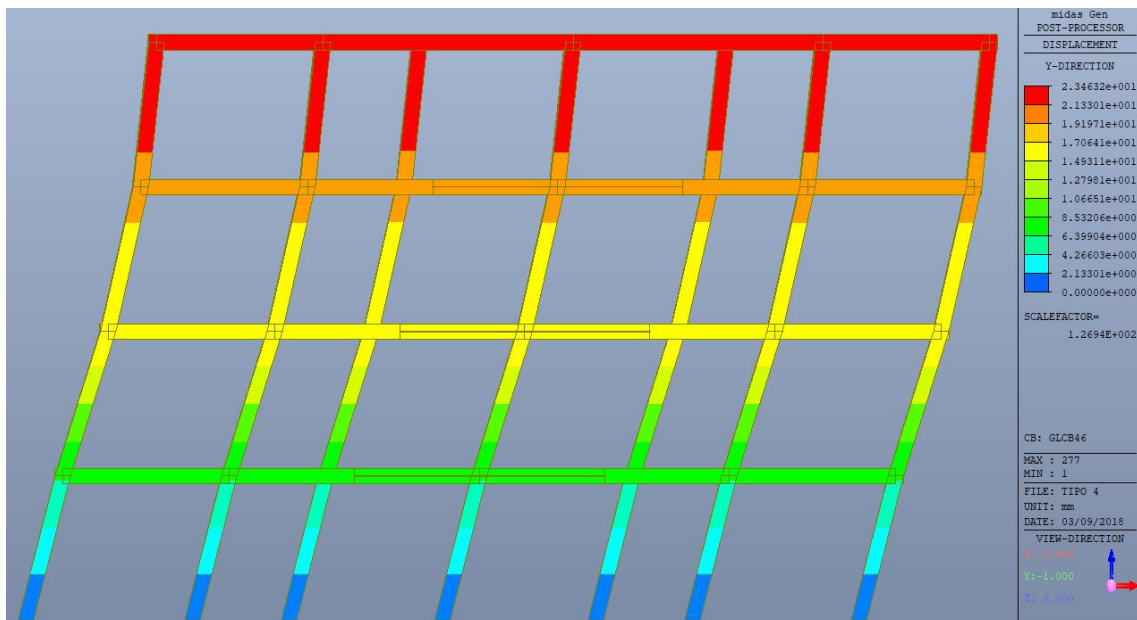


Fig. 2.6.12. Deformata in prospettiva est della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot E_{(st)x} + 1,0 \cdot E_{(st)y})$ in direzione y . I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse y .

La combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k} + 1,0 \cdot Q_{nk})$ genera i maggiori spostamenti verticali i cui massimi valori arrivano a 4,69 mm.

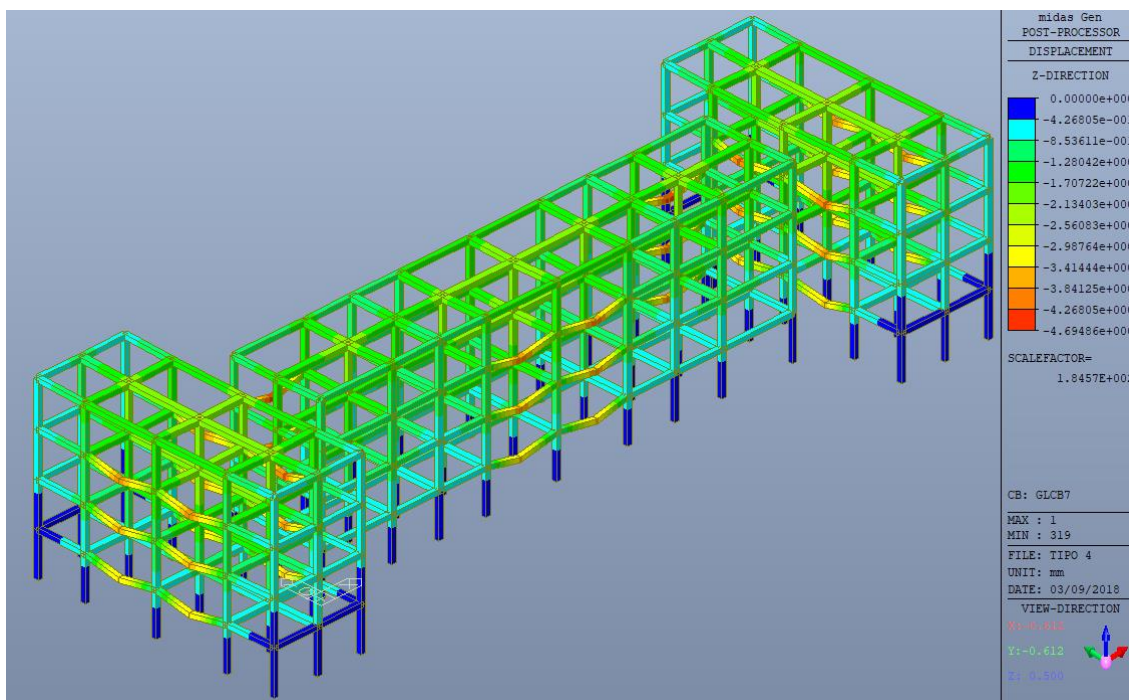


Fig. 2.6.13. Deformata tridimensionale della struttura in seguito alla combinazione dei carichi $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k} + 1,0 \cdot Q_{nk})$ che agisce in direzione z. I colori evidenziano l'entità degli spostamenti (in mm) lungo l'asse z.

2.6.7 La quantità di armatura richiesta

Di seguito si mostrano le preferenze nella scelta delle barre di armatura per travi e pilastri.

Design Criteria for Rebars

For Beam Design

Main Rebar : P12,P16,P20,P25 Rebar...

Stirrups : P10 Arrangement : 2

Side Bar : P12

dT : 35 mm dB : 35 mm

Consider Spacing Limit for Main Rebar

Spliced Bars : None 50% 100%

For Column Design

Main Rebar : P16,P20,P25,P32 Rebar...

Ties/Spirals : P10 Arrangement : Y: 2 Z: 2

do : 35 mm

Consider Spacing Limit for Main Rebar

Spliced Bars : None 50% 100%

Fig. 2.6.14. Parametri preferibili per l'armatura per le travi ed i pilastri

Le combinazioni sotto le quali sono state svolte le verifiche sono le caratteristiche (rare), le quasi permanenti e le permanenti.

Per ciascuna trave il programma riporta una tabella riassuntiva con le quantità di armatura longitudinale superiore ed inferiore nonché quella trasversale oltre ai massimi momenti positivi e negativi e ai tagli di progetto per i quali sono state progettate tali armature.

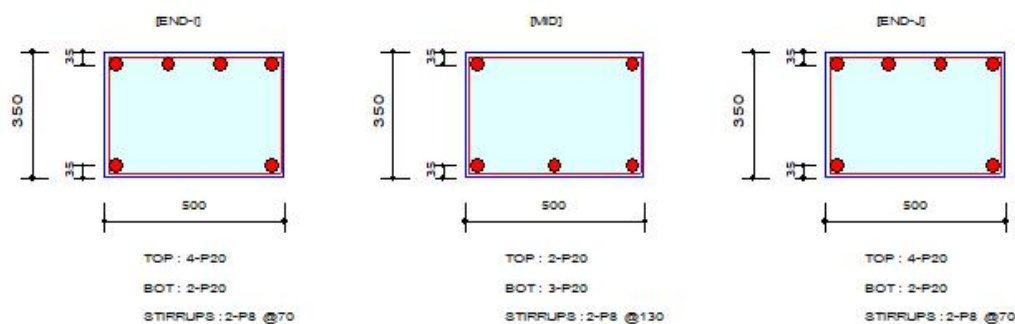
Di seguito si riporta l'esempio per una trave.

MEM	SE	Section		fck	PO	N(-)	LC	x/d	AsTop	Rebar	P(+)	LC	x/d	AsBot	Rebar	V_Ed	LC	Asw	Stirrup	
		Bc	Hc	fyk																M_Ed
SEC	L	bf	hf	fyw	S	M_Ed	B				M_Ed	B								
Span																				
425		Trave Piatt	0.0250	I	13122	16	0.18	1188.5	4-P20	65613.	16	0.12	585.52	2-P20	144.13	16	1299.3	2-P8	@70	
2	☐	500.	350.	0.4500	M	32806.	16	0.12	544.44	2-P20	79051.	16	0.15	682.14	3-P20	73.911	16	750.00	2-P8	@130
5690.0		0.00	0.00	0.4500	J	11367	24	0.18	1012.1	4-P20	56837.	24	0.12	585.52	2-P20	89.255	75	1276.7	2-P8	@70

Fig. 2.6.15. Risultati dell'armatura richiesta per la trave n. 425 alla campata E11 – E12 in forma tabulare

In aggiunta il software propone come *output* anche due *files* di testo riassuntivi di tutti i parametri e le combinazioni sotto i quali è avvenuto il calcolo nonché il foglio allegato alla pagina seguente in Fig. 2.6.16. che mostra graficamente la quantità di armatura presente agli estremi della trave e in mezzzeria, oltre a riportare delle tabelle che indicano le sollecitazioni massime che l'elemento può sopportare nelle tre posizioni appena descritte.

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	16	16	24
Moment (M_{Ed})	131226.07	32806.52	113675.46
Factored Strength (M_{Rd})	140909.44	72869.85	140909.44
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.9313	0.4502	0.8067
Neutral Axis (x/d)	0.1826	0.1174	0.1826
(+) Load Combination No.	16	16	24
Moment (M_{Ed})	65613.03	79051.11	56837.73
Factored Strength (M_{Rd})	72493.55	106982.49	72493.55
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.9051	0.7389	0.7840
Neutral Axis (x/d)	0.1160	0.1484	0.1160
Required Rebar Top (A_{s_top})	1188.5030	544.4444	1012.0658
Required Rebar Bot (A_{s_bot})	585.5190	682.1409	585.5190

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	16	16	75
Factored Shear Force (V_{Ed})	144.14	73.91	89.26
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	92.10	83.68	92.10
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	159.33	85.80	159.33
Required Shear Reinf. (A_{sw})	1299.3003	750.0000	1276.6984
Required Stirrups Spacing	2-P8 @70	2-P8 @130	2-P8 @70
Shear Ratio by Conc	1.5650	0.8833	0.9691
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.9046	0.8615	0.5602
Check Ratio	0.9046	0.8833	0.9691

Fig. 2.6.16. Foglio riassuntivo dell'armatura proposta e della capacità resistente al momento flettente e al taglio dell'elemento

Alla stessa maniera per i pilastri si hanno le seguenti informazioni.

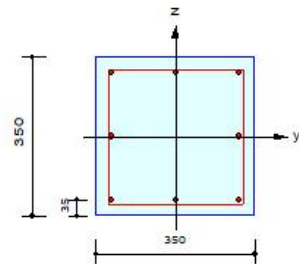
MEM	SE	Section	f _{ck}	f _{yk}	LC	N _{Ed}	M _{Ed}	Ast	V-Rebar	LC	V _{Ed.en}	Rat-V.en	Asw-H	H-Rebar.e	Vjhd	Ash	J-Rebar
SEC	L	Bc	Hc	Height	f _{yw}	B	Rat-N	Rat-M		B	V _{Ed.mi}	Rat-V.mi	Asw-H	H-Rebar.m	Rat-J		
40		Pilastro 35	0.0250	0.4500	31	892.58	31779.	2513.3	8-3-P20	32	14.1776	0.155	981.75	2-P10 @160	0.0000	0.000	Not Use
1		350. 350.	13200	0.4500		0.409	0.417			38	17.4358	0.146	924.00	2-P10 @170	0.000		

Fig. 2.6.17. Risultati dell'armatura richiesta per il pilastro D8 in forma tabulare

Per quanto riguarda i pilastri il foglio riassuntivo include i parametri dei materiali e della normativa utilizzata, le sollecitazioni massime che il pilastro in esame può sopportare, la rappresentazione grafica della sezione ed il diagramma momento – sforzo normale.

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 UNIT SYSTEM : kN, mm
 Member Number : 40
 Material Data : f_{ck} = 0.025, f_{yk} = 0.45, f_{yw} = 0.45 kN/mm²
 Column Height : 13200 mm
 Section Property : Pilastro 35 x 35 (No : 1)
 Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 Ast = 2513.28 mm² (Rho_{st} = 0.021)



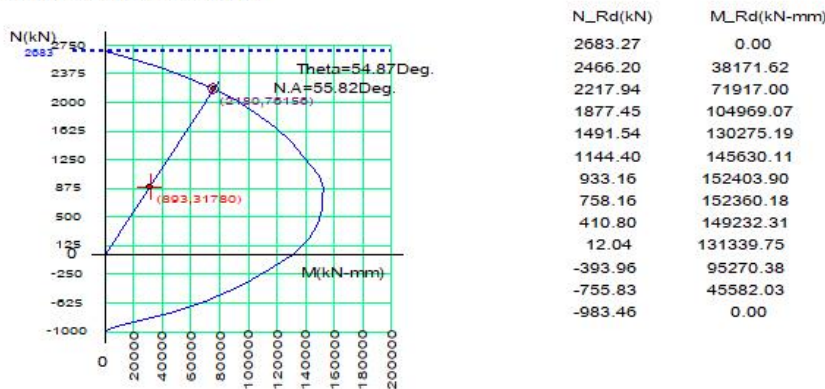
2. Applied Loads

Load Combination : 31 AT (I) Point
 N_{Ed} = 892.588 kN M_{Edy} = 17851.8 kN-mm M_{Edz} = 26291.9 kN-mm
 M_{Ed} = SQRT(M_{Edy}² + M_{Edz}²) = 31779.7 kN-mm

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 2683.27 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed}/N_{Rd} = 892.588 / 2180.02 = 0.409 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed}/M_{Rd} = 31779.7 / 76156.4 = 0.417 < 1.000 O.K
 M_{Edy}/M_{Rdy} = 17851.8 / 43820.0 = 0.407 < 1.000 O.K
 M_{Edz}/M_{Rdz} = 26291.9 / 62286.5 = 0.422 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength V_{Ed} = 14.1776 kN (Load Combination : 32)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 14.1776 / 91.3913 = 0.155
 Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 14.1776 / 108.910 = 0.130
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.155 < 1.000 O.K
 (Asw-H_{req} = 981.75000 mm²/m, 2-P10 @160)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength V_{Ed} = 17.4358 kN (Load Combination : 38)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 17.4358 / 119.465 = 0.146
 Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 17.4358 / 72.6068 = 0.240
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.146 < 1.000 O.K
 (Asw-H_{req} = 924.00000 mm²/m, 2-P10 @170)

Fig. 2.6.17. Foglio riassuntivo dei parametri di calcolo dell'elemento, dell'armatura proposta e della capacità resistente allo sforzo normale, al momento flettente e al taglio

2.7 Approfondimento: l'analisi dinamica non lineare a mezzo di accelerogrammi reali

In aggiunta alle ricerche sin qui descritte si è voluto approfondire il tema arrivando a svolgere delle analisi dinamiche non lineari sui due modelli in esame applicandovi gli accelerogrammi registrati durante due tra i sismi di maggior intensità avvenuti nei due Paesi: il terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980 ($M_w = 6.9$) ed il terremoto del Maule del 27 febbraio 2010 ($M_w = 8.8$) registrato a Santiago, dove giunse con picchi di accelerazione del suolo tre volte inferiori rispetto all'epicentro. Questo approfondimento è stato svolto, per facilità di confronto, interamente all'interno del software Midas Gen, ad ogni modo va specificato che anche ETABS avrebbe offerto tale possibilità.

I dati degli accelerogrammi inseriti sono offerti per l'Italia dall'"Archivio accelerometrico italiano" (ITACA) dell'"Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia" (INGV), mentre per il Cile dalla "Red de cobertura nacional de acelerografos" (RENADIC) della "Universidad de Chile".

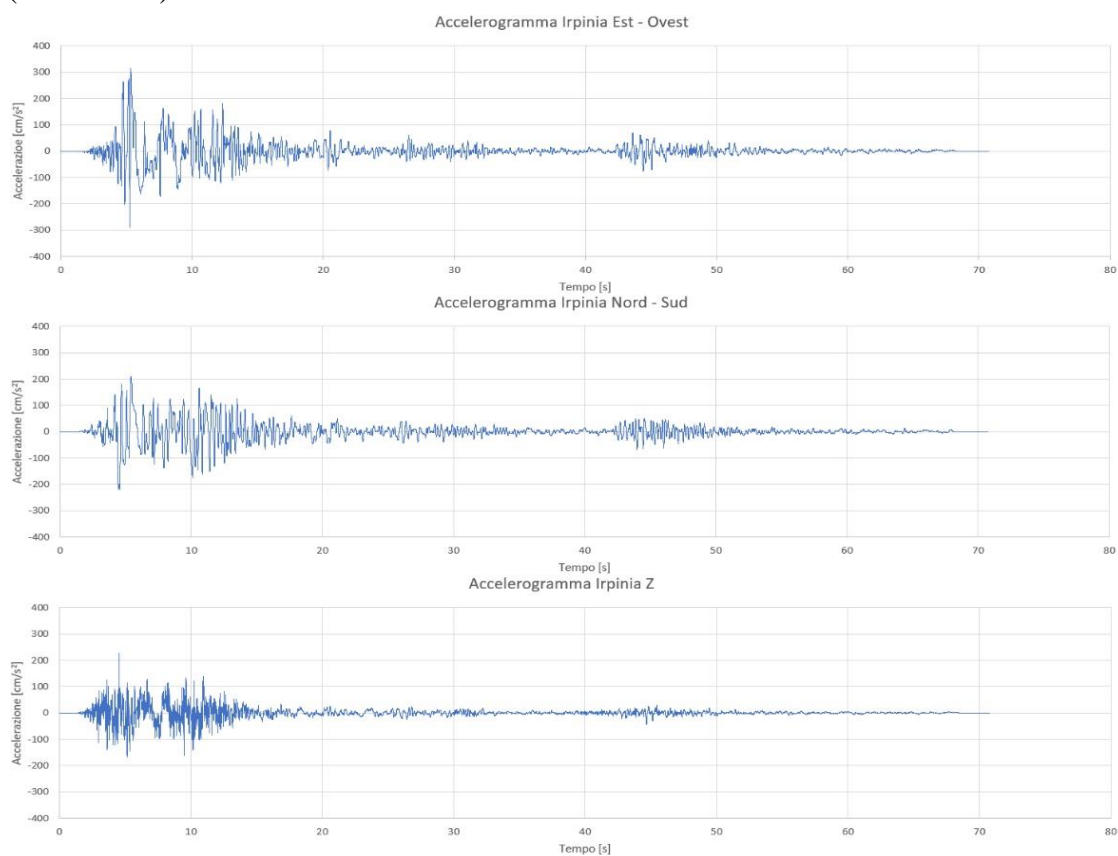


Fig. 2.7.1. Grafici degli accelerogrammi del sisma dell'Irpinia del 1980 nelle tre direzioni

Verranno di seguito analizzate le sollecitazioni massime sugli elementi resistenti e le deformazioni che si verificano sulla struttura. Per primo verrà simulato il sisma dell'Irpinia, del quale, alla pagina precedente, sono proposti i grafici degli accelerogrammi.

Per l'edificio a pareti dei casi 1 e 3 si prenderà in esame la parete n. 73 fra le campate F18 – F21, la più resistente e sollecitata dell'edificio. Al punto 4 della Fig. 2.5.18 è presente il diagramma momento – sforzo normale nelle due direzioni di resistenza del muro. Tale grafico mostra che la massima resistenza a momento flettente della parete in esame è di 14.175,00 kN·m, condizione che avviene per uno sforzo normale di compressione di 6.775,00 kN. Il sisma imposto al modello di calcolo richiede alla parete un momento flettente massimo alla base di 4.318,51 kN·m, ed uno sforzo normale di 1.002,79 kN. Entrando con tale sforzo normale nel diagramma citato poco sopra ed interpolando, si calcola che il momento resistito dal muro è di 6.751,86 kN·m, pertanto l'elemento può sopportare la sollecitazione imposta. Il taglio massimo raggiunto sulla parete in esame è di 1.121,09 kN, resistito dalla stessa in quanto al punto 5 della Fig. 2.5.18. si specifica che la sollecitazione di taglio ammissibile dal muro è di 2.491,86 kN.

Per quanto riguarda la struttura a telaio, come mostrato nel grafico al punto 4 della Fig. 2.6.17 il momento flettente massimo sopportato dal pilastro D8 è di 152,40 kN·m e si ha per uno sforzo normale di compressione di 933,16 kN. Per tale elemento il momento flettente massimo esercitato dal sisma su di esso è di 408,85 kN·m con uno sforzo normale di 185,14 kN che, interpolando, si traduce in una resistenza massima a momento flettente di 139,10 kN·m. La domanda sismica, in questo caso, è quasi tre volte superiore alla capacità del pilastro. A testimonianza di ciò si riporta che il taglio alla base generato dal sisma sull'edificio è di 11.331,43 kN, mentre quello per cui l'edificio è stato progettato è di 2.386,70 kN, più di 4,5 volte minore. Il taglio massimo che si genera sul pilastro in esame è di 217,35 kN, non sostenibile dall'elemento che ha come massima resistenza un taglio di 108,91 kN.

Gli spostamenti dei centri di massa ai vari piani della struttura a pareti resistenti sono elencati nella tabella che segue.

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	0,25	0,21
2	0,63	0,55
3	1,07	0,95
4 (copertura)	3,56	2,74

Tabella 2.7.1. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi per la struttura a pareti

Per la struttura a telaio si hanno i seguenti valori degli spostamenti.

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	24,02	19,42
2	49,95	41,45
3	64,57	55,61
4 (copertura)	70,01	61,79

Tabella 2.7.2. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi per la struttura a telaio

La differenza tra le due tipologie di edificio risulta notevole, a giustificare tali valori ci sono molte questioni già precedentemente elencate che si richiamano: la differente altezza dei due edifici, il differente peso che, per la medesima accelerazione imposta, genera nei due casi tagli alla base molto differenti (6.139,91 kN nel primo caso e 11.331,43 kN nel secondo), la differente tipologia strutturale per la quale nel primo caso si ha un edificio molto rigido, mentre nel secondo una molto più duttile, con degli elementi che permettono grandi deformazioni prima che questi raggiungano i propri punti critici e diano inizio alla formazione di un numero di cerniere plastiche tale da innescare cinematismi e labilità. Ad ogni modo sono fondamentali le sollecitazioni a non essere ammissibili nel caso della struttura a telaio, per la quale si propone un intervento di miglioramento che consiste nella delimitazione dei due corpi scala con quattro pareti di calcestruzzo armato ciascuno che assorbiranno una quota importante dell'azione sismica. Le pareti in direzione x hanno

uno spessore di 42 cm ed una lunghezza di 2,77 m, mentre quelle in direzione y sono spesse 14 cm e lunghe 6,98 m. Essendo nel calcolo del momento d'inerzia la lunghezza un fattore cubico e lo spessore uno lineare, ci si aspetta che la rigidità sia maggiore in direzione y. Di seguito si elencano gli spostamenti generati dall'accelerogramma imposto per la struttura irrigidita nei corpi scala.

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	2,71	1,14
2	7,88	2,48
3	13,87	3,73
4 (copertura)	19,69	4,70

Tabella 2.7.3. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi generati dall'accelerogramma del sisma dell'Irpinia per la struttura a telaio irrigidita nei corpi scala

Il sisma di Cauquenes del 27 febbraio 2010, nel centro sismografico di Angol, a circa 250 km dall'epicentro raggiunse picchi di accelerazione di $9,10 \text{ m/s}^2$, nella regione del Maule vi furono gli effetti più distruttivi. Il sisma fu di intensità tale da essere percepito in buona parte del territorio cileno e non solo, fino a 1300 km di distanza dall'epicentro. L'evento tellurico liberò una quantità di energia pari a 30.000 volte quella del sisma de L'Aquila del 2009 arrivando a spostare l'asse terrestre di 8 cm^{15} . Classificato come uno dei più potenti della storia ebbe effetti disastrosi nelle regioni di Maule (VII) e Bío Bío (VIII), dove fu classificato con il grado IX della scala Mercalli, toccò invece il grado VIII nella capitale Santiago dove l'accelerazione massima del suolo rilevata fu di $2,92 \text{ m/s}^2$. È proprio questa rilevazione quella che è stata applicata ai due casi studio e nei prossimi paragrafi descritta, della quale, nella pagina seguente, si mostrano i grafici dell'accelerogramma.

¹⁵ Wikipedia – L'enciclopedia libera, *Terremoto del Cile del 2010*, URL: https://it.wikipedia.org/wiki/Terremoto_del_Cile_del_2010, [12/03/2018].

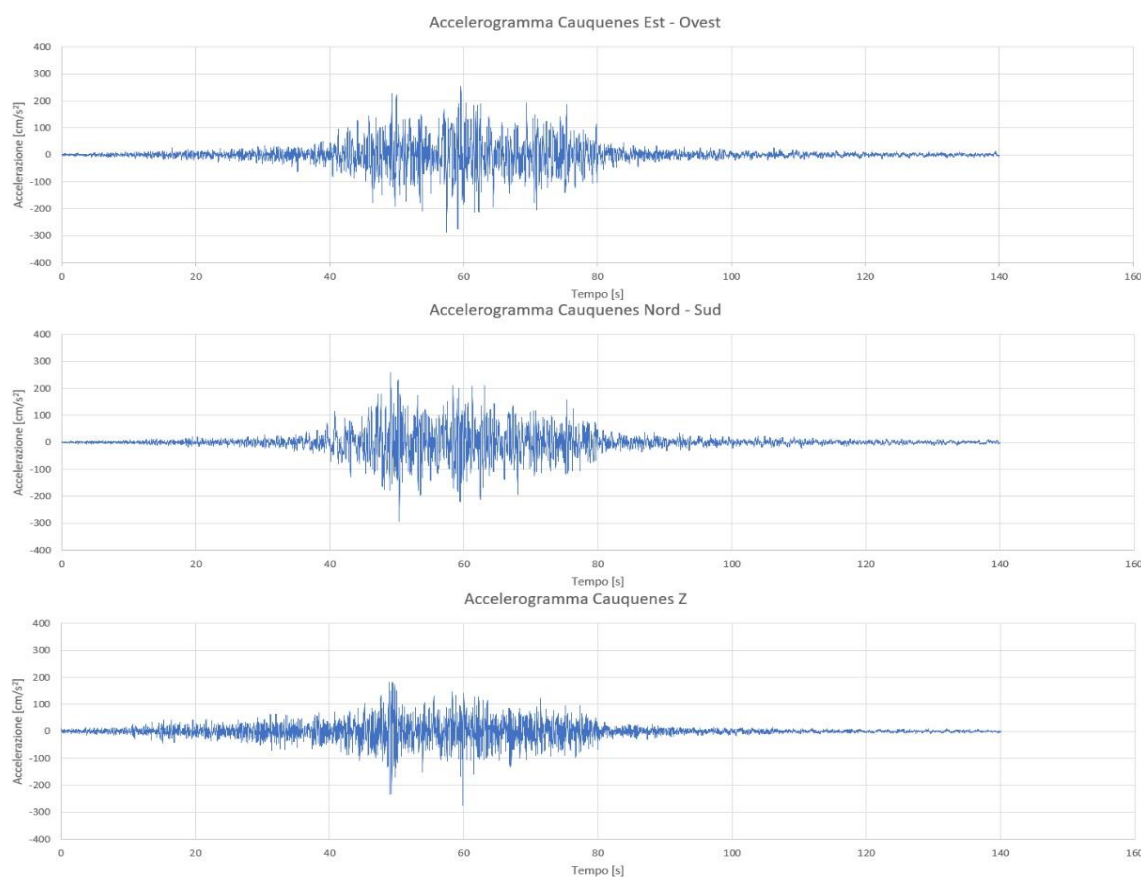


Fig. 2.7.2. Grafici degli accelerogrammi del sisma del Maule del 2010 nelle tre direzioni

Per l'edificio a pareti la sollecitazione massima di momento flettente sulla parete n. 73 è di $7.712,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$ mentre lo sforzo normale è pari a $1.840,01 \text{ kN}$. Entrando con tale valore nel diagramma momento – sforzo normale si ha che il momento resistente massimo è di $8.550,02 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Lo sforzo di taglio sulla parete è pari a $2.156,63 \text{ kN}$ anche in questo caso resistito dall'elemento che ha come massima capacità un taglio di $2.491,86 \text{ kN}$. Il sisma impiega quindi il 90,2% della capacità a momento flettente e l'86,5% della capacità a taglio della parete, la quale, non essendo un elemento duttile, qualora dovesse arrivare a rottura per taglio perderebbe rapidamente la propria resistenza ai carichi verticali, causando il collasso delle parti dell'edificio da essa sorrette.

Per quanto riguarda la struttura a telaio il sisma genera un momento massimo di $1.514,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$ sul pilastro D8 ed uno sforzo normale di $537,77 \text{ kN}$, per cui entrando con tale valore nel diagramma momento – sforzo normale illustrato in Fig. 2.6.17 si ha un momento resistente di $150,20 \text{ kN}\cdot\text{m}$, assolutamente insufficiente ad assorbire tale azione. Lo stesso si può dire per il taglio per cui la domanda è di $844,93 \text{ kN}$ e la capacità di $108,91 \text{ kN}$.

Gli spostamenti nei centri di massa sono di seguito descritti. Per la struttura a pareti:

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	0,44	0,46
2	1,12	1,23
3	1,96	2,17
4 (copertura)	7,74	6,81

Tabella 2.7.4. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi per la struttura a pareti

Per la struttura a telaio:

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	51,52	83,12
2	116,46	167,10
3	168,80	233,18
4 (copertura)	197,31	268,16

Tabella 2.7.5. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi per la struttura a telaio

Dati gli importanti spostamenti avvenuti, anche nel caso in esame si propone la soluzione dell'edificio a telaio irrigidito nei corpi scala. Si noter  che gli spostamenti, in quest'ultimo caso, risultano molto pi  contenuti confermando che l'intervento di miglioramento pu  essere efficace, anche se non risultano soddisfatte le verifiche delle sollecitazioni, per le quali   richiesta la progettazione di qualche parete in pi .

Di seguito sono elencati i valori dello spostamento per la struttura a telaio irrigidita.

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	7,35	8,71
2	21,37	19,26
3	37,55	29,38
4 (copertura)	53,26	37,26

Tabella 2.7.6. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi per la struttura a telaio irrigidita nei corpi scala

2.8 Il riassunto comparativo dei casi analizzati

Dopo aver delineato le risposte dei due edifici di fronte alle combinazioni di carico richieste dalla normativa cilena prima ed italiana poi, è opportuno metterle a confronto sotto tutti gli aspetti comportamentali che riguardano un oggetto edilizio.

2.8.1 Le informazioni geometriche e le proprietà dei materiali

La differenza sostanziale, che è la base del confronto che verrà descritto nei paragrafi a seguire, è il sistema strutturale dei due tipi edilizi: una struttura a pareti resistenti e una struttura a telaio, entrambe in calcestruzzo armato con tamponamenti in laterizio pieno.

I materiali inseriti sono gli stessi per entrambi gli edifici nelle rispettive normative. Fra questi il calcestruzzo dei casi 1 e 2 è quello utilizzato nel complesso “Inés de Suárez”, con una resistenza a compressione della provetta cilindrica (150 x 300 mm) pari a 14,65 MPa. Secondo la normativa ACI 318-05 tale è il valore da usare per i calcoli, secondo le NTC 2008, invece, la resistenza della provetta cilindrica, a livello di analisi, andrebbe moltiplicata per il fattore $\alpha_{cc} = 0,85$ e divisa per il fattore $\gamma_c = 1,5$, pertanto risulterebbe notevolmente inferiore. Per questo motivo, nel calcolo con la normativa italiana si è scelto di utilizzare il calcestruzzo C25/30 per il quale la resistenza a compressione di progetto f_{cd} è pari a 14,17 MPa. Le analisi dei tipi 1 e 2, invece, essendo svolte in base alle normative vigenti in Cile mantengono il valore di resistenza a compressione nominale del calcestruzzo. Tale valore è stato utilizzato per la stima del modulo elastico longitudinale medio E secondo la formula riportata al § 8.5.1 della norma ACI 318-05:

$$E = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 4700 \cdot \sqrt{14,65} = 17989,40 \text{ MPa} \quad , \quad (2.8.1)$$

per semplicità arrotondato a 18.000 MPa. Il calcestruzzo C25/30, invece, ha un modulo elastico longitudinale di 31.475 MPa.

L'acciaio utilizzato per i primi due casi è il "A-44-28-H", con un limite di snervamento pari a 280 MPa ed un limite di rottura per trazione di 440 MPa, sensibilmente differenti rispetto ai valori dell'italiano "B450C", che snerva per una tensione di 450 MPa (in fase di progetto ridotto a $f_{yd} = 391$ MPa) ed arriva a rottura per una di 540 MPa. Ad ogni modo quella dell'edificio cileno è una scelta progettuale in quanto per strutture di maggior importanza si utilizzano acciai ben più resistenti.

Differente è anche la geometria, in quanto la struttura a pareti presenta altezze di interpiano pari a 2,33 m che, al netto di un solaio di 14 cm totali, garantiscono un'altezza interna per ciascun piano di 2,19 m. L'altezza complessiva dell'edificio di quattro livelli, pertanto, è di 9,32 m.

La struttura a telaio rispetta le altezze minime imposte dalle NTC 2008 che sono di almeno 2,70 m all'interno di ciascun piano. Nel caso in esame si è preferito garantire un valore di 2,80 m, pertanto, considerando un solaio strutturale di 35 cm, più un pacchetto impiantistico e di allettamento di 15 cm, il valore dell'altezza di interpiano è di 3,30 m, per un totale di 13,20 m. L'aumento delle altezze interne causa una differenza di quota fra i due tipi di 3,88 m, sostanzialmente il valore di un piano in più, il che si rivelerà di grande importanza nell'analisi modale e nella valutazione dei periodi propri di vibrazione delle due strutture.

Le dimensioni in pianta, invece, si mantengono identiche per le due strutture.

Come risulta dai §§ 2.3.1 e 2.4.1 le dimensioni degli elementi strutturali nei due tipi analizzati sono molto diverse. Nel primo caso i pilastri hanno dimensioni 14 x 69 cm, non rispettano le restrizioni della normativa odierna e agiscono come dei setti murari. Le travi interne ed i cordoli hanno sezioni molto esigue, 14 x 30 cm o, in rari casi, 15 x 30 cm. Tali valori sono giustificabili se si pensa al fatto che la quasi totalità delle travi e dei cordoli poggia su dei setti murari continui, però laddove fosse richiesta una quantità di armatura maggiore sarebbe difficile la realizzazione. In ogni caso gli elementi di maggior interesse sono le pareti resistenti, le quali hanno uno spessore di 14 cm o, in alcuni casi, di 15 cm e sono omogeneamente e simmetricamente distribuite su tutta la superficie dei primi tre piani.

Per la seconda tipologia, invece, gli elementi strutturali hanno sezioni più importanti: le travi interne misurano 50 x 35 cm, piattebande in spessore del solaio, i cordoli, anch'essi

in spessore, misurano 35 x 35 cm, così come i pilastri. In questo caso sono richiesti valori maggiori delle sezioni perché la struttura a telaio è notoriamente più deformabile e composta da elementi più snelli.

I solai del primo tipo sono solette piene di calcestruzzo di spessore 12 cm armate in due direzioni, elementi di diaframma molto rigidi che trasferiscono la totalità delle azioni orizzontali ai vari elementi portanti.

Per quanto concerne il secondo tipo, i solai in laterocemento tipo “Bausta” sono monodirezionali ma la cappa di calcestruzzo di 7 cm che lavora a compressione li rende in ogni caso sufficientemente rigidi. Nel secondo caso assume maggior importanza la direzione delle azioni orizzontali che investono la struttura in quanto, per ciascuno dei tre corpi, i solai sono tutti orditi nella stessa direzione.

Le fondazioni sono identiche per i due casi, a trave rovescia da 40 a 50 cm di larghezza e 100 cm di altezza, ad ogni modo rappresentate come vincoli ad incastro alla base durante la fase di analisi.

2.8.2 Le condizioni di carico applicate alle strutture

Una conseguenza diretta della diversità tipologica delle due strutture trova riscontro nelle masse dell'edificio. Per la valutazione delle masse da utilizzare in fase di analisi con normativa cilena, si è considerato il valore del carico permanente della struttura ed il 25% dei carichi variabili escluso quello di copertura, come specificato al § 5.5.1 della NCh433. In prima analisi verrebbe spontaneo pensare che una struttura a pareti resistenti sia, in proporzione, più pesante di una a telaio, ma scendendo nello specifico dei casi di studio in esame, diventano centrali gli aspetti della differente altezza dei due edifici, delle differenti sezioni degli elementi, e dei diversi pacchetti di solaio presenti. I pesi di questi ultimi, nei due casi, variano sensibilmente. Il pacchetto del caso 1 pesa 3,00 kN/m², mentre quello del caso 2 pesa 7,32 kN/m². Considerando che ad ogni piano tale peso si distribuisce su una superficie di 533,3 m² (escludendo dai calcoli i pesi delle solette di collegamento dei vani scala, uguali nei due casi) si ha, per il caso 1:

$$P_{solai\ 1} = q_1 \cdot A_{piano} \cdot N = 3,00 \cdot 533,3 \cdot 3 = 4799,7\ kN \quad , \quad (2.8.2)$$

per il caso 2:

$$P_{solai\ 2} = q_2 \cdot A_{piano} \cdot N = 7,32 \cdot 533,3 \cdot 3 = 11711,3\ kN \quad . \quad (2.8.3)$$

Una differenza di 6.912 kN.

Tenendo presente che la struttura a pareti resistenti ha un peso complessivo di 17.448,74 kN mentre quella a telaio di 27.856,96 kN (quasi 1,6 volte maggiore), si può concludere che buona responsabilità di tale variabilità è conseguenza del peso dei solai. D'altro canto, la differenza di peso delle due strutture è anche dovuta al divario di altezza delle stesse, non solo per la maggior quantità di calcestruzzo presente ma anche alla differente altezza dei pannelli murari di tamponamento per i quali, nel primo caso si è considerato un carico distribuito lineare sulle travi di 5,44 kN/m e nel secondo uno di 7,90 kN/m. Ipotizzando una relazione di proporzionalità diretta fra il peso e l'altezza dell'edificio, si è calcolato che se la struttura di tipo 1 fosse alta quanto quella di tipo 2 il proprio peso sarebbe di circa 24.713 kN e se anche i solai ai vari piani fossero gli stessi, tale valore salirebbe a 31.625 kN, paragonabile a quello del caso 2.

Per quanto riguarda l'analisi con la normativa italiana i carichi sono stati considerati come la totalità dei permanenti G_{1k} e G_{2k} , il 30% dei carichi variabili Q_{1k} interni all'edificio ed il 60% dei carichi variabili Q_{2k} dei corpi scala e dei balconi, escludendo quelli di copertura come indicato alla Tab. 2.5.I del § 2.5.3 delle NTC 2008. La differenza con i valori cileni è minima, considerata trascurabile.

Il carico della neve, come già specificato, si è mantenuto identico per tutti e quattro i casi data la difficoltà di trovare un luogo con le stesse caratteristiche climatiche tra Cile e Italia. Non vale lo stesso discorso per il carico orizzontale che simula l'azione del vento come delle forze statiche equivalenti applicate ai centri di massa dei vari piani. Tale valore è differente nei due casi perché cambiano le quote dei centri di massa dei piani e, con esse, anche le superfici delle pareti esterne sulle quali impatta il vento.

Nelle tabelle che seguono sono elencati i valori delle forze che rappresentano l'azione del vento per la normativa cilena.

	Tipo 1	Tipo 2
W_{1x} [kN]	30,93	44,42
W_{2x} [kN]	32,69	47,55
W_{3x} [kN]	34,02	51,31
W_{4x} [kN]	17,89	27,21

Tabella 2.8.1. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento in direzione x per il tipo 1 e per il tipo 2

	Tipo 1	Tipo 2
W_{1y} [kN]	84,62	121,55
W_{2y} [kN]	89,45	130,11
W_{3y} [kN]	93,08	140,38
W_{4y} [kN]	48,96	74,47

Tabella 2.8.2. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento in direzione y per il tipo 1 e per il tipo 2

I valori dell'azione del vento nella zona di analisi non sono molto elevati, in generale, nel secondo caso si hanno valori circa 2,7 volte maggiori che nel primo.

Nella tabella che segue sono elencati i valori delle forze che rappresentano l'azione del vento per la normativa italiana.

	Tipo 3	Tipo 4
W_{1x} [kN]	29,01	40,49
W_{2x} [kN]	29,01	40,49
W_{3x} [kN]	29,01	43,61
W_{4x} [kN]	14,51	23,36

Tabella 2.8.3. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento in direzione x per il tipo 3 e per il tipo 4

	Tipo 3	Tipo 4
W_{1y} [kN]	88,26	122,63
W_{2y} [kN]	88,26	122,63
W_{3y} [kN]	88,26	132,07
W_{4y} [kN]	43,32	70,76

Tabella 2.8.4. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione del vento in direzione y per il tipo 3 e per il tipo 4

Tra le due normative le differenze non sono eclatanti, cambia fondamentalemente la distribuzione delle forze, con la normativa cilena che propone un sistema di carichi leggermente maggiore in modulo.

2.8.3 La valutazione dell'azione sismica

Le differenze del tipo di struttura resistente, dei valori delle masse totali e dei moduli elastici longitudinali del calcestruzzo hanno come diretta conseguenza che le varie tipologie abbiano dei periodi propri di vibrazione molto diversi, infatti per il caso 1 $T^*_1 = 0,157$ s, per il caso 2 $T^*_2 = 0,932$ s, per il caso 3 $T^*_3 = 0,127$ s, per il caso 4 $T^*_4 = 0,752$ s.

Per ciò che concerne i primi due casi, il valore del coefficiente sismico C ha effetti non solo sulla valutazione del taglio alla base, ma, come si è visto ai §§ 2.3.6 e 2.4.6, anche in quella degli spostamenti. Nei due casi analizzati i risultati del calcolo di C sono molto differenti: per l'edificio di tipo 1 si ha $C_1 = 0,631$, mentre per l'edificio di tipo 2 si ha $C_2 = 0,045$. Riportando la formula del coefficiente sismico

$$C = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n, \quad (2.8.4)$$

ci si rende conto che, fatta eccezione per R che varia da 6 in un caso a 7 nell'altro, il principale responsabile della variazione di C è il periodo proprio di vibrazione delle due strutture. In generale, strutture più rigide avranno valori del coefficiente sismico più elevati. L'intervallo stabilito dalla NCh433 entro il quale si può trovare il coefficiente sismico è relativamente piccolo, nei casi in esame varia da $C_{min} = 0,053$ a $C_{max} = 0,110$. Il valore del taglio alla base applicato a strutture rigide è, nella maggior parte dei casi, calcolato utilizzando C_{max} e produce sollecitazioni e sforzi realistici, ma le deformazioni vengono poi scalate di un fattore che corrisponde al rapporto C/C_{max} , il quale può essere anche elevato, nel caso 1 risulta 5,74.

Per strutture poco rigide come, per esempio, quelle a telaio in calcestruzzo armato, i valori di C sono molto minori, a volte anche inferiori a C_{min} , come nel caso dell'edificio di tipo 2 dell'analisi in questione. In questi casi il taglio alla base imposto sarà superiore a quello che sarebbe richiesto.

Il taglio alla base dipende, non solo dal coefficiente sismico C , ma anche dal coefficiente della classe d'uso I e dal peso della struttura. Pertanto, a parità di peso e per il medesimo sito di costruzione, un edificio con una struttura rigida, caratterizzato, come detto, da un coefficiente sismico elevato, verrà analizzato per un taglio alla base proporzionalmente più elevato rispetto ad una struttura deformabile. Infatti, l'ipotesi su cui si basa la norma antisismica cilena è che più è elevato il rapporto fra il periodo proprio di vibrazione del terreno sul quale poggia la costruzione e quello della stessa struttura, più sarà elevato il

taglio alla base sul quale verrà svolta l'analisi statica lineare. Essendo il periodo fondamentale di una struttura strettamente dipendente dal suo peso, per la medesima categoria di sottosuolo (C), se le due strutture in esame pesassero come quella di tipo 2 (27.856,96 kN), si avrebbe, nel primo caso un taglio alla base di 3.064,27 kN e, nel secondo caso quello che effettivamente è stato utilizzato: 1.476,42 kN. All'incirca la metà del precedente.

Per quanto riguarda l'azione sismica valutata attraverso la normativa italiana la determinazione avviene entrando con il periodo fondamentale della struttura nello spettro di progetto in pseudo – accelerazione delle componenti orizzontali, leggendone il valore corrispondente dell'accelerazione del suolo e moltiplicandolo per il peso della struttura e per un fattore correttivo λ pari a 0,85 o 1,00. Non ci sono, come nel caso della normativa cilena, ulteriori limitazioni legate al tipo di struttura ed il taglio alla base dipende direttamente dal peso della struttura, dalla sua altezza e struttura resistente che ne determinano il periodo fondamentale di vibrazione ed infine dallo spettro di progetto che dipende a sua volta dal tipo di suolo e dal fattore di struttura. Il fattore di struttura è una questione importante in merito all'analisi svolta in quanto i due casi sono stati considerati in classe di duttilità bassa poiché l'edificio risale agli anni '80 e non sono presenti armature specifiche per creare duttilità nei nodi degli elementi, cosa peraltro più complessa in un edificio che lavora a pareti resistenti, pertanto con valori di q pari a 3,0 nel primo caso e 3,9 nel secondo. Se, però, fossero stati considerati dei valori di tale coefficiente per strutture in classe di duttilità alta, come spesso avviene al giorno d'oggi, essi sarebbero stati di 4,4 nel primo caso e di 5,85 nel secondo, abbassando notevolmente lo spettro di progetto e quindi producendo un taglio alla base minore.

2.8.3.1 L'analisi statica lineare

Nella seguente tabella comparativa sono illustrate le distribuzioni delle forze statiche equivalenti all'azione sismica valutata secondo la normativa cilena.

	Tipo 1	Tipo 2
F_1 [kN]	424,35	263,46
F_2 [kN]	503,35	312,51
F_3 [kN]	655,98	407,27
F_4 [kN]	340,03	493,19

Tabella 2.8.5. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione sismica per il tipo 1 e per il tipo 2

Nella seguente tabella sono invece mostrate le distribuzioni delle forze statiche equivalenti per l'azione sismica valutata secondo la normativa italiana.

	Tipo 3	Tipo 4
F_1 [kN]	295,73	347,91
F_2 [kN]	591,46	695,83
F_3 [kN]	887,18	1.043,75
F_4 [kN]	611,45	719,35

Tabella 2.8.6. Valori delle forze statiche equivalenti all'azione sismica per il tipo 3 e per il tipo 4

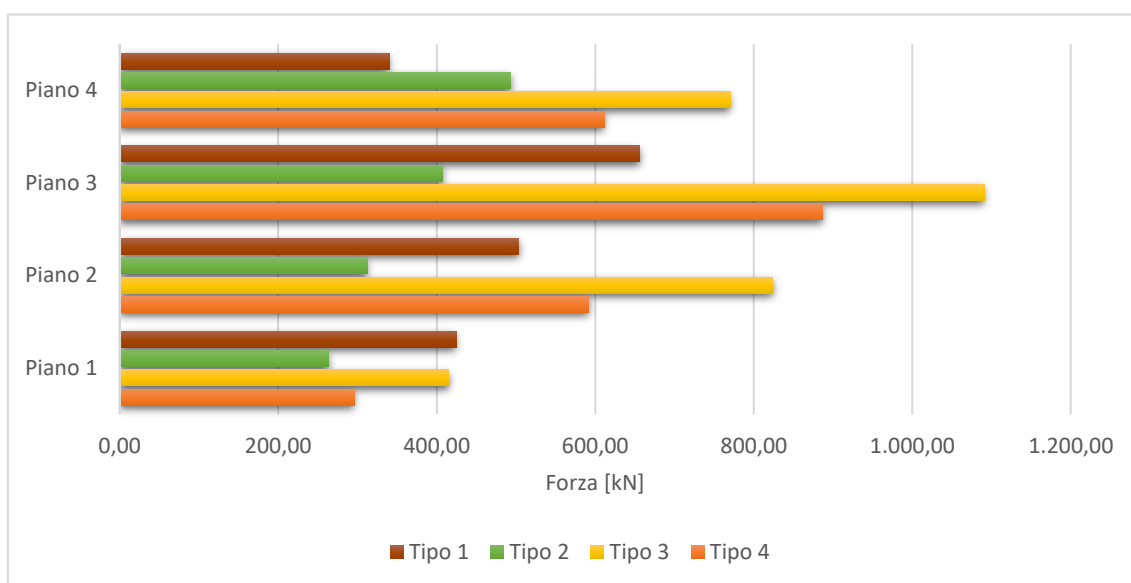


Fig. 2.8.1. Grafico che compara le distribuzioni delle forze ai vari piani delle strutture

Le distribuzioni delle forze, nei due Paesi, sono definite da formule tra loro diverse ma sempre dipendenti dalla quota del piano e dal peso dello stesso, pertanto la differenza che si apprezza nei valori è dovuta al diverso modulo del taglio alla base nei quattro casi che vale 1.919,36 kN nel caso 1, 1.476,42 kN nel caso 2, 3.103,53 kN nel caso 3 e 2.386,70 kN nel caso 4, come spiega il seguente grafico.

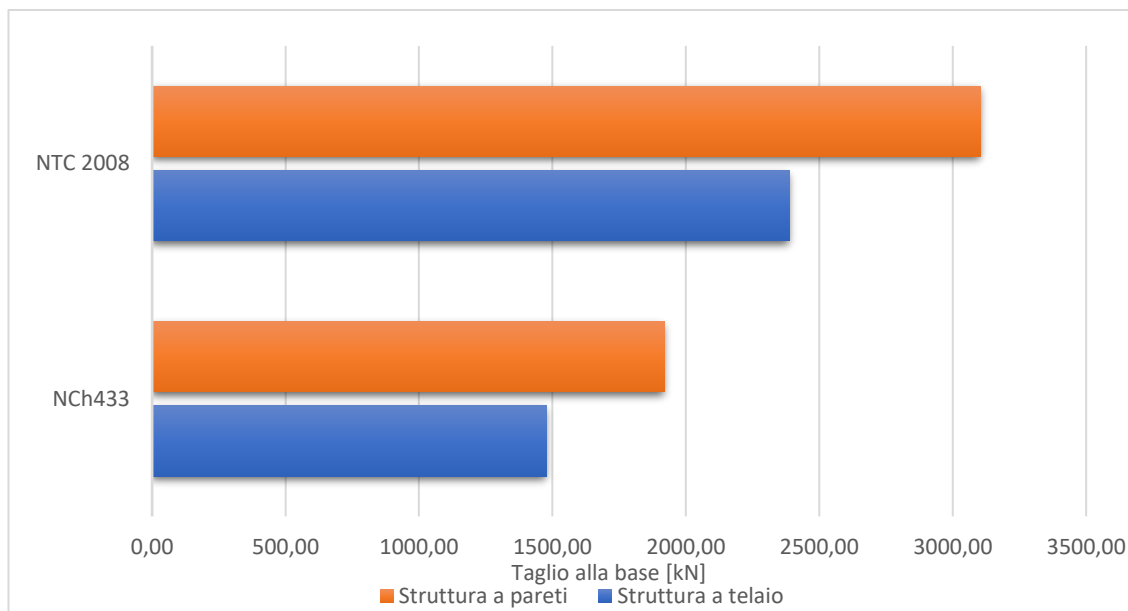


Fig. 2.8.2. Grafico comparativo raffigurante i tagli alla base dati dall'analisi statica lineare dei quattro casi analizzati

Si nota che, per entrambi i casi, il valore del taglio alla base italiano è 1,6 volte maggiore rispetto a quello cileno. Se si fossero considerate le strutture italiane in classe di duttilità alta, si avrebbe che il taglio alla base del caso 3 sarebbe pari a 2.269,97 kN e quello del caso 4 pari a 1.877,85 kN, valori più prossimi ma comunque maggiori a quelli cileni. Ad ogni modo, si ricorda che, in fase di analisi, alle forze sismiche applicate con normativa cilena si applica un moltiplicatore di 1,4.

In Fig. 2.8.1 si nota come la distribuzione delle forze ai vari piani, nelle due strutture avvenga in maniera differente. Particolare è soprattutto l'ultimo piano, nel quale è evidente la differenza svolta dalla presenza del solaio di copertura in laterocemento nei tipi 2 e 4 che rende l'ultimo livello più pesante rispetto a quello del tipo 1. La motivazione per la quale l'ultimo impalcato degli edifici del complesso "Inés de Suárez" sia molto meno rigido rispetto agli altri, trovandosi privo di pareti in calcestruzzo armato, potrebbe risiedere proprio nel fatto che la leggerezza della copertura lo renda un elemento poco sollecitato dal sisma e, in ogni caso, la propria deformabilità ne impedirebbe la distribuzione delle forze nelle eventuali pareti resistenti in calcestruzzo.

2.8.3.2 L'analisi modale spettrale

Gli spettri di progetto dei quattro casi sono di seguito elencati.

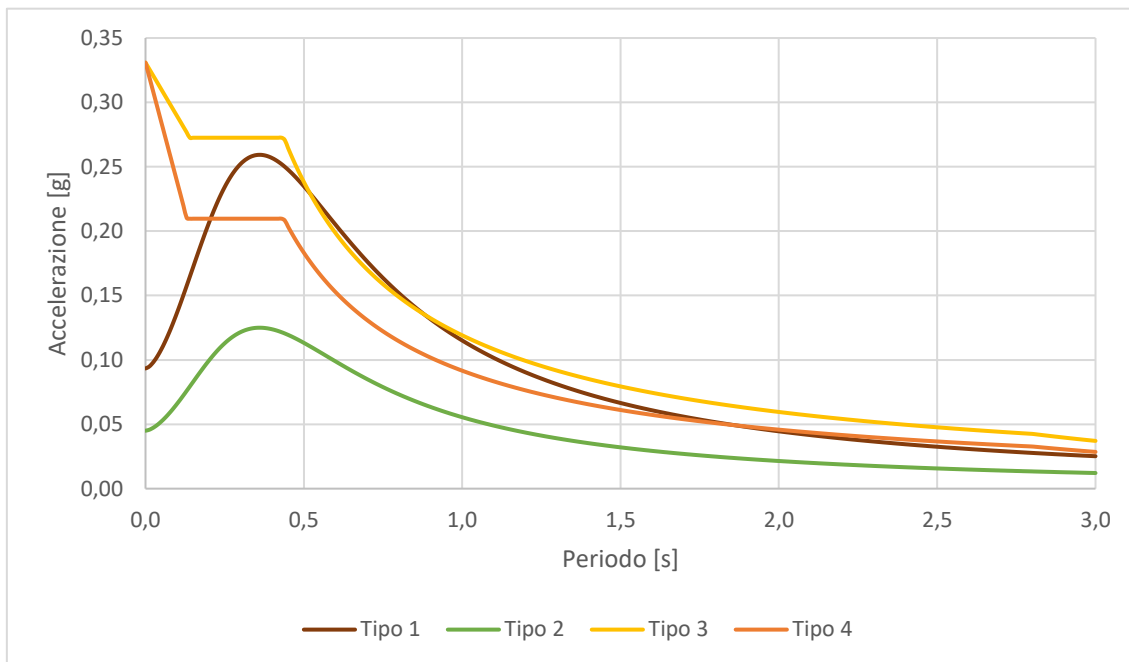


Fig. 2.8.3. Grafico che compara gli spettri di progetto delle strutture in esame

I grafici mostrati in Fig. 2.8.3 mostrano che gli spettri dei casi 1 e 3 sono molto simili dal periodo 0,4 s in poi, ma le strutture in esame hanno rispettivamente periodi di vibrazione di 0,157 s e 0,127 s, dove i grafici sono molto differenti. I grafici delle strutture 2 e 4, invece, sono differenti in tutti i punti, con quello italiano che ha valori più alti rispetto a quello cileno.

Restringendo tali grafici ai periodi di interesse, i valori di picco toccano i 0,177·g per il tipo 1, 0,104·g (poi scalato a 0,123·g) per il tipo 2, 0,280·g per il tipo 3 e 0,104·g per il tipo 4, una differenza all'incirca del 30% per la normativa cilena e del 63% per quella italiana. Pertanto, com'è accaduto per l'analisi statica lineare, anche nel caso di quella modale spettrale si ha che la struttura a telaio è dimensionata, a parità di peso, per azioni meno intense rispetto a quella a pareti resistenti. Di fatto, i tagli alla base applicati per analisi modale spettrale sono per il tipo 1 di 1.414,81 kN, per il tipo 2 di 1.224,30 kN, poi scalato a 1.476,42 kN, per il tipo 3 di 2.211,26 kN e per il tipo 4 di 1.944,34 kN, molto più simili tra loro rispetto a quelli generati dall'analisi statica lineare. Trattandosi di una forza, il taglio alla base è il risultato dell'interazione diretta fra l'accelerazione di suolo, data dallo spettro, e le masse dell'edificio che si ricordano essere ben differenti nei casi di struttura a pareti e a telaio. Se, per esempio, la struttura di tipo 1 pesasse come quella

di tipo 2 (27.856,96 kN), si avrebbe che il taglio alla base dato dal suo spettro sarebbe 2.257,74 kN, valore che, tra le altre cose, risulterebbe oltre il limite massimo di 1.919,36 kN.

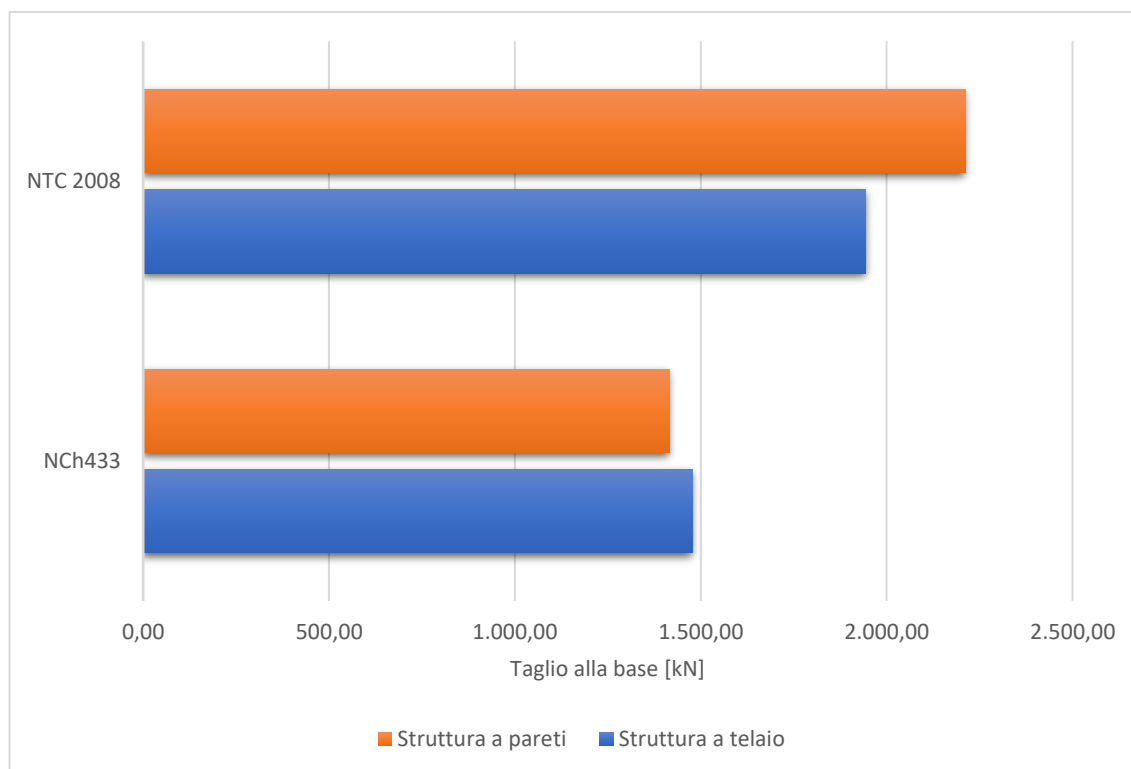


Fig. 2.8.4. Grafico comparativo raffigurante i tagli alla base dati dall'analisi modale spettrale dei quattro casi analizzati.

2.8.4. Le sollecitazioni sugli elementi strutturali

Le combinazioni dei carichi applicate alle due tipologie sono le stesse per i casi analizzati con la stessa normativa, pertanto le differenze nelle sollecitazioni dipendono solo ed esclusivamente dall'intensità delle azioni imposte, dalla tipologia degli elementi progettati per resistervi, nonché dal peso dell'edificio stesso.

Il momento flettente massimo sulle travi avviene nei primi due casi per la combinazione $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot L_r$, dove risulta centrale l'apporto dato dai carichi L , ossia i variabili dei primi tre piani. In entrambi i casi in questione i valori di massimo momento positivo si hanno al primo piano, in una campata lunga 7,58 m nel primo caso e 5,69 m nel secondo. Tali valori, si ricorda, sono $M^+_1 = 19,05 \text{ kN}\cdot\text{m}$ e $M^+_2 = 76,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Per i casi 3 e 4 si hanno rispettivamente momenti di 43,64 kN·m e di 80,55 kN·m per la combinazione $1,3 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,5 \cdot (Q_{1k} + 0,7 \cdot Q_{2k} + 0,7 \cdot Q_{3k}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W$. Nella seguente analisi verranno considerati, a titolo rappresentativo, solo i casi 1 e 2.

Si fa presente che il valore di M^+_1 si verifica in un cordolo, pertanto il carico agente sull'elemento è quello di mezza campata di solaio, mentre M^+_2 si verifica su una trave centrale della struttura, che sorregge il carico di mezza campata di solaio per ciascun lato, quindi una campata. Non va trascurato il fatto che tra il solaio del tipo 1 e quello del tipo 2 c'è, come si è visto al § 2.8.2, una notevole differenza di peso. Supponendo per entrambi i casi il valore di sollecitazione a momento positivo della trave incastrata $(q \cdot l^2)/24$, si verifica che il carico distribuito lungo la trave del caso 1, q_1 , è pari a 7,95 kN/m e quello lungo la trave del caso 2, q_2 , è pari a 56,34 kN/m. Mentre il primo valore, calcolato dalle sollecitazioni che esistono su un cordolo di bordo sembra corrispondere al carico lineare che rappresenta la muratura più una piccola parte di carico ricevuta dal solaio, nel secondo caso (in cui, per inciso, murature che insistono sulla trave in esame non ce ne sono) si ha un valore notevolmente più alto. Ciò può essere spiegato dal fatto che i carichi verticali nel primo caso sono portati al suolo dalle pareti di calcestruzzo, le quali hanno una superficie di influenza maggiore rispetto a quella dei pilastri che sono gli elementi preposti a tale ruolo per il secondo caso, pertanto è lecito aspettarsi che le travi della struttura a telaio siano più caricate. Riassumendo, l'edificio di tipo 1 ha un'ottima efficienza nello scarico a terra dei carichi poiché dotato di pareti di calcestruzzo abbastanza lunghe e continue in direzione x e ben distribuite in direzione y , mentre l'edificio di tipo 2 è soggetto a maggiori valori delle sollecitazioni a flessione ma i suoi elementi strutturali hanno sezioni sufficientemente grandi per poterli sopportare.

I momenti negativi nella struttura a telaio raggiungono picchi elevati in corrispondenza dei pilastri, per i quali sarà preziosa la verifica al punzonamento, mentre hanno valori contenuti nella struttura a pareti resistenti

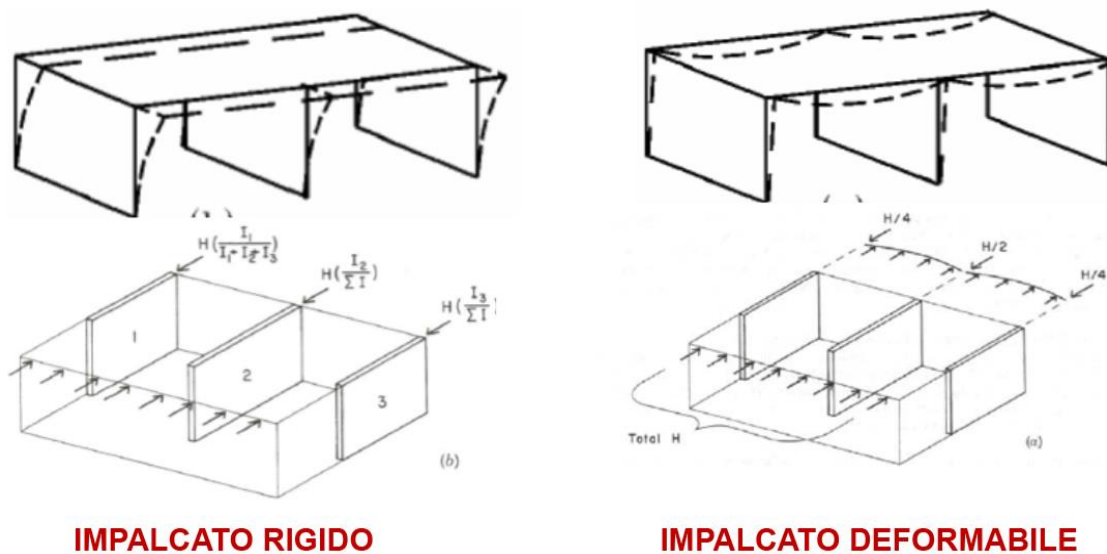
Per ciò che riguarda le sollecitazioni a taglio originate dalle medesime combinazioni quasi tutte le travi delle strutture di tipo 1 e 3 non hanno sezioni sufficienti a sopportare gli sforzi ai quali sono soggette, mentre ciò si verifica solo in pochi casi delle strutture di tipo 2 e 4. Come già detto nei §§ 2.3.5 e 2.4.5 è necessario tenere in considerazione che sotto tutte le travi della struttura a pareti e la maggior parte di quelle della struttura a telaio sono presenti dei tamponamenti di muratura che, se modellati, farebbero sì che tali sollecitazioni fossero considerevolmente inferiori. In ogni caso le sezioni delle travi della struttura a pareti resistenti sono eccessivamente ridotte e sarebbe opportuno che avessero una larghezza maggiore, mentre quelle della struttura a telaio possono essere mantenute

come sono purché tutti i punti che presentino criticità a taglio siano sostenuti da una parete.

Le azioni sismiche più intense, nei casi con normativa cilena, per entrambe le strutture sono rappresentate dalla combinazione $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{(st)} + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$, mentre nei casi con normativa italiana dalla $1,0 \cdot (G_{1k} + G_{2k} + G_{3k}) + 1,0 \cdot (0,3 \cdot Q_{1k} + 0,3 \cdot Q_{2k} + 0,3 \cdot Q_{3k}) + 1,0 \cdot E_{(st)}$. A tal proposito si fa notare che la combinazione cilena impone un coefficiente accrescitivo di 1,4 all'azione sismica, mentre quest'ultima rimane invariata nella combinazione italiana, pertanto la differenza nel taglio alla base di cui ai §§ 2.8.3.1 e 2.8.3.2 si riduce in fase di analisi.

Per le strutture a pareti, si ha un momento massimo in direzione x di 588,27 kN·m nel caso 1 e 2.065,55 kN·m nel caso 3, mentre in direzione y di 1.102,70 kN·m nel caso 1 e di 1.248,64 kN·m nel caso 3 (alcuni dei valori indicati risultano differenti da quelli descritti ai paragrafi precedenti in quanto sono il frutto della somma delle sollecitazioni di pareti adiacenti che nei modelli analizzati erano considerati come singole istanze, ma nella realtà costituiscono un unico elemento). Nella struttura a telaio, invece, il valore di massimo del momento flettente sui pilastri è di 81,55 kN·m nel caso 2 e 111,55 kN·m nel caso 4, considerevolmente inferiori rispetto ai precedenti. La struttura a telaio assorbe le azioni orizzontali distribuendole in maniera quasi equivalente tra tutti i suoi elementi verticali che sono regolarmente posizionati in una maglia di assi ortogonali. Si ricorda che a sezioni trasversali minori corrispondono sollecitazioni minori ed è così che si spiega la grande differenza di intensità delle sollecitazioni che si verifica fra i singoli elementi di una struttura a pareti resistenti di calcestruzzo. L'efficacia di una struttura di questo tipo risiede nel fatto che le pareti più resistenti (quindi quelle con sezioni trasversali maggiori) assorbano una maggior quota parte dell'intera azione orizzontale imposta all'edificio rispetto a quelle meno resistenti. È in merito a questo tema che diventa di fondamentale importanza la rigidità dei solai in quanto solo un solaio indeformabile

può garantire una distribuzione dei carichi proporzionale ai momenti d'inerzia, come illustra la Fig. 2.8.5.



IMPALCATO RIGIDO

IMPALCATO DEFORMABILE

Fig. 2.8.5. Sistema di ripartizione dei carichi orizzontali sulle pareti resistenti per un solaio rigido e per un solaio deformabile

Un discorso simile può valere anche per le sollecitazioni a taglio degli elementi verticali, il quale tocca picchi di 553,33 kN per la struttura di tipo 1 e di 570,39 kN per quella di tipo 3 mentre arriva a 45,37 kN in quella di tipo 2 e a 64,95 kN in quella di tipo 4.

Per quanto riguarda lo sforzo normale i valori maggiori si hanno nella struttura a telaio, per la quale si va da un minimo di 299 kN ad un massimo di 1.150 kN nel caso 2 e da un minimo di 340 kN ad un massimo di 1.125 kN nel caso 4 con i pilastri centrali di ogni corpo più caricati rispetto a quelli laterali. La struttura del caso 1 varia invece tra minimi di 260 kN e massimi di 920 kN e quella del caso 3 tra minimi di 133 kN e massimi di 1.030 kN. Anche in questo caso si precisa che alcuni dei valori indicati risultano differenti da quelli descritti ai paragrafi precedenti in quanto sono il frutto della somma delle sollecitazioni di pareti adiacenti che nei modelli analizzati erano considerati come singole istanze, ma nella realtà costituiscono un unico elemento.

2.8.5. Le deformazioni e gli spostamenti delle strutture

Il tema degli spostamenti e delle deformazioni è l'aspetto per il quale più differiscono le due strutture. Sono svariati, infatti, gli aspetti che vanno considerati al fine di ottenere un confronto quanto più oggettivo possibile.

Per prima cosa si riportano due grafici, uno per ciascuna direzione di analisi, che mostrano gli spostamenti dei centri di massa dei piani di ciascuno dei due edifici, attraverso i quali è possibile intendere anche la forma della deformata di ciascuna struttura. Ai fini delle conclusioni che verranno tratte si è scelto di rappresentare in un primo momento solo i primi due casi analizzati.

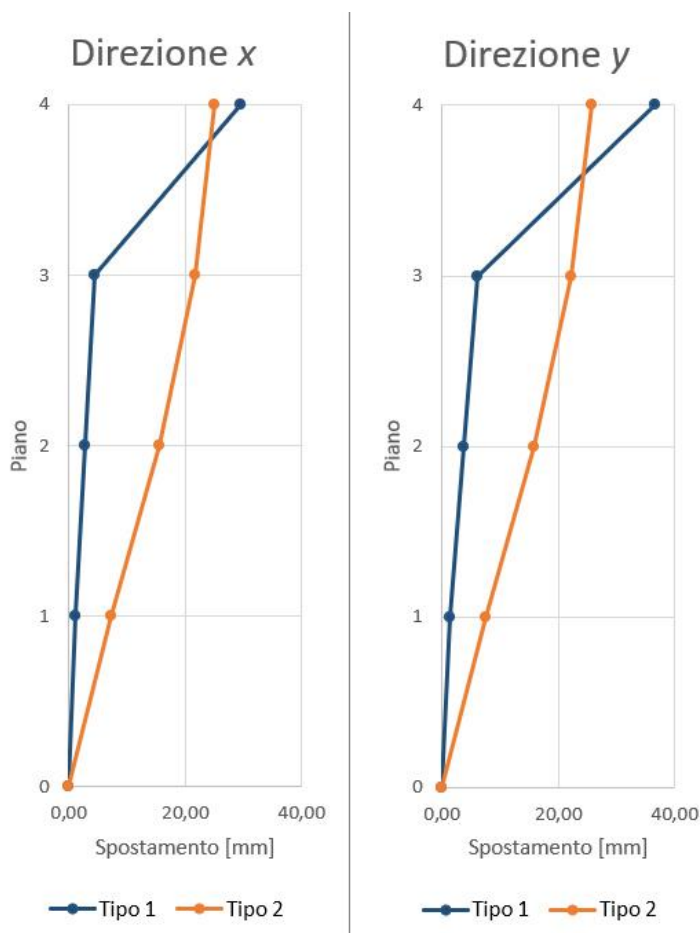


Fig. 2.8.6. Grafici che illustrano i valori degli spostamenti dei centri di massa di ciascun piano per le due strutture analizzate, nelle due direzioni di analisi con la normativa cilena

Osservando la Fig. 2.8.6 ciò che salta immediatamente all'occhio è senza dubbio la deformabilità dell'ultimo piano della struttura di tipo 1 la quale, come già era evidenziato nella Tabella 2.3.12, presenta uno spostamento d'interpiano all'ultimo livello quasi 7 volte maggiore rispetto a quelli degli altri piani. La ragione è oramai ben nota ed evidente: la mancanza nel piano in esame di pareti resistenti di calcestruzzo armato. Ad ogni modo sarebbe riduttivo fermarsi ad una questione di rapporti degli spostamenti, più importante, invece, è analizzare i valori presenti nell'asse delle ascisse dei due grafici proposti, al fine di comprendere che è indubbio che la scelta dei progettisti di limitare l'altezza delle pareti di calcestruzzo armato fino al terzo piano abbia come conseguenza degli spostamenti

differenziali del centro di massa dell'ultimo livello rispetto agli altri, ma è vero altresì che i valori di picco che tali spostamenti raggiungono sono complessivamente contenuti.

Va inoltre ricordato che il taglio alla base per cui sono stati calcolati gli spostamenti della struttura di tipo 1 è di 15.354,88 kN, come richiesto da normativa NCh433. Pertanto, la struttura nella sua interezza risulta sostanzialmente rigida. Ciò non toglie che le stringenti richieste della normativa odierna non siano soddisfatte dalla copertura, pertanto il quarto piano avrebbe bisogno di essere irrigidito per non superare i limiti imposti. Un intervento di miglioramento risulterebbe abbastanza oneroso in quanto alla copertura manca un solaio rigido e, per quanto detto poco sopra, non sarebbe sufficiente elevare le pareti di calcestruzzo fino all'ultimo livello, ma andrebbe gettata anche una soletta di calcestruzzo armato che ne ripartisca le sollecitazioni.

La deformata della struttura di tipo 2 evidenzia come gli spostamenti di interpiano maggiori si presentino ai piani bassi dell'edificio, infatti, gli elementi strutturali del piano terra e del primo piano sono parecchio più sollecitati rispetto a quelli degli ultimi due piani. Di fatto, tali spostamenti risultano eccessivi per i limiti imposti dalla normativa e, per rientrarvi, la costruzione avrebbe bisogno di un irrigidimento. Poiché le dimensioni dei pilastri per un edificio relativamente piccolo come quello in questione sembrano adeguate, si è ritenuto che potesse essere più efficace delimitare ciascuno dei due vani scala con quattro pareti di calcestruzzo armato a tutta altezza a formare due nuclei equidistanti dal centro di massa. In tal modo la rigidezza dell'edificio aumenterà nelle due direzioni senza spostare il centro delle rigidezze, migliorando la risposta sismica della struttura.

Per quanto concerne invece la seconda verifica, che riguarda la differenza tra gli spostamenti massimi di piano rispetto agli spostamenti dei centri di massa, la struttura a pareti resistenti, che ha come orizzontamenti delle solette piene in calcestruzzo armato, soddisfa sempre la verifica tranne per il terzo piano in direzione y . La struttura a telaio, invece, rispetta la verifica per ciascun piano in direzione x mentre solo per il primo in direzione y . Pertanto, è possibile ipotizzare un intervento di miglioramento che aumenti la sezione delle travi in direzione y e optare per un solaio "Bausta" più rigido, aumentando lo spessore della cappa di calcestruzzo, oppure per un solaio bidirezionale con casseri di alleggerimento.

Non va dimenticato che le due strutture sono state analizzate con due tagli alla base differenti, (quello della struttura di tipo 2 vale circa il 77% di quello della struttura di tipo

1) poiché, come già detto, il coefficiente sismico dipende in maniera diretta dal periodo fondamentale di vibrazione della struttura e quindi dalla sua rigidezza ed altezza.

Di seguito si propongono per i due casi e per le due direzioni di analisi i valori e i diagrammi degli spostamenti dei centri di massa per piano al fine di valutare l'efficacia dei miglioramenti proposti.

Per il caso 1 si sono elevate le pareti di calcestruzzo armato fino alla copertura, che è stata irrigidita con una soletta in calcestruzzo armato da 10 cm di spessore.

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	0,88	1,12
2	2,08	2,64
3	3,04	4,08
4 (copertura)	3,68	5,20

Tabella 2.8.7. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Come testimonia la Tabella 2.8.7, in seguito all'intervento di miglioramento proposto i valori degli spostamenti sono stati ridotti. Interessa in modo particolare quello della copertura, il cui valore è stato ridotto del 86% e tutti gli spostamenti di interpiano sono inferiori al limite imposto da normativa che si ricorda essere di 4,66 mm. È interessante come l'irrigidimento dell'ultimo impalcato abbia conseguenze anche sui piani ad esso sottostanti, infatti tale intervento riduce anche gli spostamenti degli altri centri di massa dell'edificio.

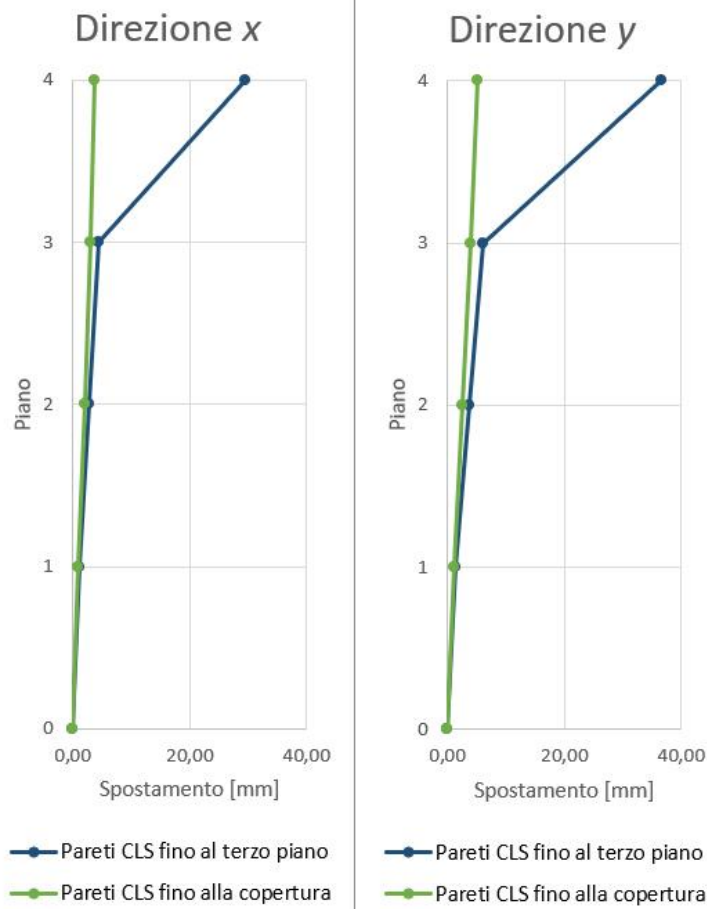


Fig. 2.8.7. Valori degli spostamenti dei centri di massa prima e dopo l'intervento di miglioramento per la struttura di tipo 1

Per irrigidire la struttura di tipo 2 si sono rimossi i pilastri che delimitavano i vani scala e ciascuno dei due spazi di collegamento verticale presenti nell'edificio è stato delimitato da quattro pareti di calcestruzzo armato. Per ciascun nucleo sono state modellate due pareti in direzione x di spessore 0,42 cm e lunghezza 2,77 m e due in direzione y di spessore 0,14 cm e lunghezza 6,98 m. Si è dato uno spessore maggiore ai muri in direzione x in quanto più corti ma, nonostante questo, quelli in direzione y risultano comunque avere un momento d'inerzia superiore, si spiega così la maggior deformabilità della struttura in direzione x .

In ogni caso il risultato è stato raggiunto e i valori rispettano i limiti imposti dalla normativa, come si può apprezzare nella Tabella 2.8.8.

Piano	Spostamento in direzione x [mm]	Spostamento in direzione y [mm]
1	0,71	0,29
2	1,90	0,66
3	3,25	1,01
4 (copertura)	4,58	1,32

Tabella 2.8.8. Valori degli spostamenti dei centri di massa ai vari piani nelle due direzioni di analisi

Si può notare dalla seguente figura come si sia rivelato importante l'intervento suggerito, il quale arriva ad abbattere gli spostamenti massimi dei centri di massa fino ad un massimo del 94% in direzione y rispetto alla struttura a semplice telaio.

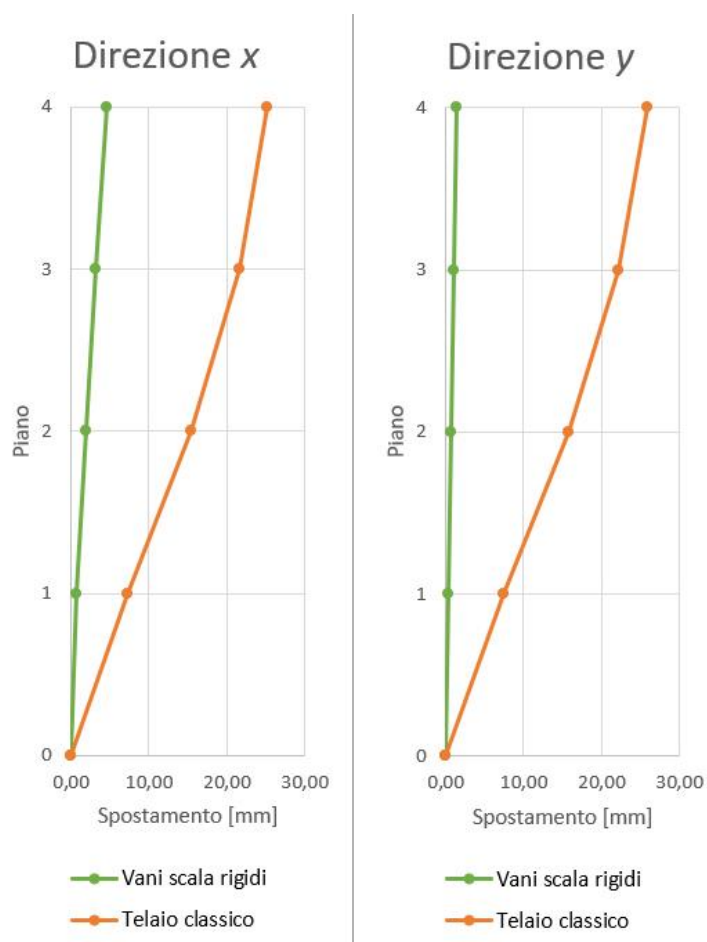


Fig. 2.8.8. Valori degli spostamenti dei centri di massa prima e dopo l'intervento di miglioramento per la struttura di tipo 2

In questo elaborato si era precedentemente modellato un telaio in calcestruzzo armato senza nessun tipo di parete resistente, ma è doveroso specificare che nella quasi totalità delle costruzioni di questo tipo i vani scala e i vani ascensore sono delimitati da pareti resistenti di calcestruzzo armato che offrono, come visto, un'importante percentuale di rigidità all'intera struttura.

Le strutture analizzate con la normativa italiana rientrano nei limiti imposti da quest'ultima e non hanno bisogno di ulteriori irrigidimenti. Di seguito sono riportati i grafici delle deformazioni delle strutture in questione nei loro centri di massa.

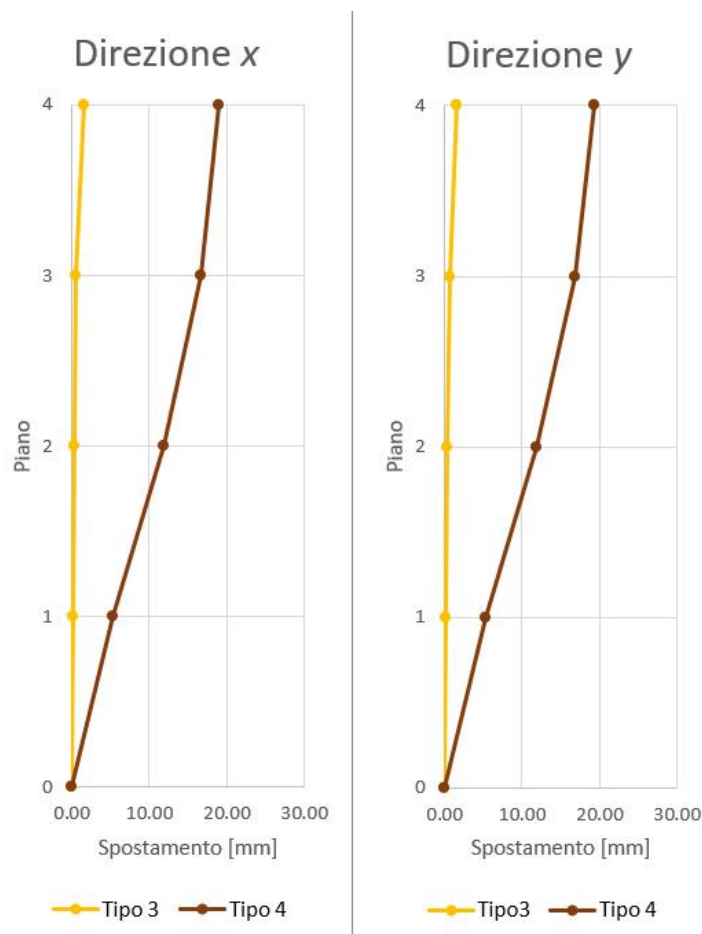


Fig. 2.8.9. Grafici che illustrano i valori degli spostamenti dei centri di massa di ciascun piano per le due strutture analizzate, nelle due direzioni di analisi con la normativa italiana

Si nota chiaramente come la struttura di tipo 3 risulti avere valori delle deformazioni molto inferiori rispetto a quella di tipo 1 vista in precedenza. Ciò è dovuto non solo al differente valore del modulo elastico longitudinale dei due calcestruzzi, ma principalmente al valore del taglio alla base utilizzato nel calcolo degli spostamenti nelle due normative. Nello specifico la normativa cilena impone un taglio alla base di ben 15.354,88 kN contro i 3.103,52 kN di quella italiana.

2.8.6 La quantità di armatura richiesta

Sotto l'aspetto dell'armatura e della sezione degli elementi il confronto tra le due strutture risulta non essere troppo utile in quanto è normale che strutture che lavorano in maniera differente abbiano elementi portanti differenti armati in base alla domanda delle sollecitazioni che per i due casi sono, come si è visto, molto diverse.

È sicuramente interessante, invece, comprendere, limitatamente alla struttura di tipo 1, che differenza c'è tra la quantità di armatura proposta dal software e quella descritta nelle tavole di progetto, frutto del calcolo strutturale dell'epoca. Tale confronto avrà lo scopo di verificare se, a livello generale, il metodo per determinare la quantità di armatura necessaria è cambiato nel tempo anche in base agli input di carico e sismici odierni, pertanto verranno presi in considerazione elementi mediamente sollecitati, tralasciando quelli che possono risentire di effetti locali o sollecitazioni elevate, per i quali è sempre necessario uno studio approfondito della singola situazione.

Tutte le travi dell'edificio esistente sono armate superiormente ed inferiormente con 2 barre longitudinali di diametro 10 mm (da ora in avanti la nomenclatura sarà 2Ø10), con rinforzi laddove la trave svolgesse il ruolo di architrave di 1Ø12 o 1Ø16 nella parte superiore ed inferiore della trave. Il confinamento è realizzato con staffe a due bracci di diametro 6 mm ogni 15 cm (da ora in avanti la nomenclatura sarà Ø6/15). Nel caso analizzato dal software la quantità di armatura originale va bene per le travi interne in quanto molte poggiano sulle pareti in calcestruzzo, mentre tutti i cordoli perimetrali richiedono più armatura a flessione in quanto nel modello non hanno sostegni verticali continui. In ogni caso si è preferito disporre sempre un minimo di 2Ø12 superiore ed inferiore, non utilizzando barre da 10 mm come armatura longitudinale. Le travi maggiormente sollecitate nel modello software richiedono un massimo di 2Ø14 superiore e 5Ø12 inferiore. Per quanto riguarda la staffatura, in genere il software consiglia staffe a due bracci Ø6/12 o Ø8/15.

I pilastri 14 x 69 cm originali sono armati con 1+1Ø12 per ogni estremità e 2+2Ø8 nella parte centrale con staffe Ø6/15 per i primi due piani e Ø6/20 per gli ultimi due, come mostrato in Fig. 2.8.10.

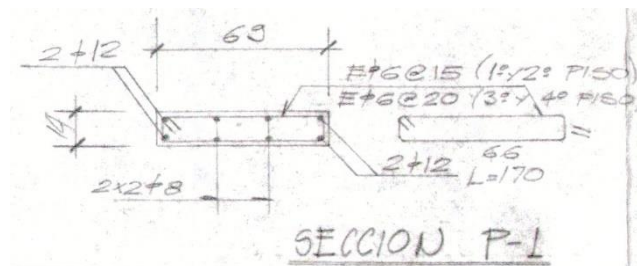


Fig. 2.8.10. Dettaglio dell'armatura del pilastro dalle tavole originali di progetto

Nel modello analizzato al software la domanda di armatura longitudinale per il primo piano e il secondo piano è di 3+3Ø8, per il terzo piano è di 3+3Ø14 e per il quarto piano è di 3+3Ø18. Le staffe sono Ø10/45. È abbastanza insolito che le barre di armatura verticale di diametro maggiore si trovino all'ultimo piano e vadano riducendosi con il diminuire della quota, ma non c'è in realtà da sorprendersi in quanto, essendo l'ultimo livello molto deformabile, le sollecitazioni sugli unici elementi resistenti sono notevoli pertanto l'armatura richiesta è abbondante. La superficie di armatura longitudinale progettata dagli strutturisti è di 653 mm², mentre quella suggerita dal software va da 301 mm² a 1.527 mm² a seconda dei piani. La staffatura originale è invece più fitta di quella proposta. Tutte le pareti portanti in calcestruzzo armato nella costruzione originale sono armate con una maglia reticolare 20 x 20 di Ø6 per ciascuna faccia mentre alle estremità hanno 2Ø16 o 2Ø18 senza presentare zone confinate o pilastrini. L'armatura proposta dal software invece prevede due zone confinate ai lati, ciascuna delle quali lunga circa il 10% della lunghezza del muro, armate con barre longitudinali Ø10/10 confinate con staffe Ø10/10. Nella zona centrale sono diffuse barre verticali Ø10 ogni 20-35 cm ed orizzontali Ø10/45. Infine, le solette piene nell'edificio originale sono armate con barre Ø6 o Ø8 ogni 20 cm con numerosi rinforzi nei punti di maggior sollecitazione a momento negativo o in corrispondenza dei balconi. Secondo i risultati del calcolatore è sufficiente una maglia reticolare 20 x 20 di Ø10 per ciascun lato, con gli eventuali rinforzi locali. Come testimoniano i risultati empirici e la storia dell'edificio, la quantità di armatura progettata è sufficiente a garantire un buon comportamento alla struttura e non ci sono evidenti differenze con quanto risulta dal software che anzi, in alcuni casi ne specifica una quantità inferiore a quella esistente.

2.8.7 I programmi di calcolo utilizzati

Essendo stati utilizzati due programmi di calcolo distinti per le due normative utilizzate si propone un confronto degli stessi. Si precisa che il presente paragrafo ha semplicemente l'obiettivo di raccontare e valutare, in parallelo, l'esperienza vissuta durante il lavoro di ricerca e sperimentazione.

Sia ETABS 2016 sia Midas Gen 2018 hanno al loro interno un vasto *database* di codici e normative di molti Paesi. Nello specifico entrambi i software possiedono la ACI 318 in vari anni di pubblicazione, utilizzata per il calcolo delle strutture in calcestruzzo armato in Cile e la NTC 2008 e gli Eurocodici 2 e 8 utilizzati in Italia. Per il calcolo del carico sismico con l'analisi statica lineare nessuno dei due programmi contiene le indicazioni della NCh433 ma entrambi quelle della NTC 2008 e dell'Eurocodice 8, mentre per il calcolo con l'analisi modale spettrale ETABS contiene le forme spettrali della NCh433 aggiornate al Decreto n. 61. Per il calcolo del carico del vento ETABS comprende le NTC 2008 e l'Eurocodice 1, Midas Gen solo quest'ultimo, nessuno dei due include al suo interno la cilena NCh432.

La modellazione in ETABS è molto intuitiva, sfrutta particolarmente bene la possibilità di creare griglie ortogonali di assi di riferimento sui quali è possibile creare in rapida serie tutti gli elementi avendone previamente definito le dimensioni delle sezioni. Il programma crea in automatico i nodi di controllo del modello nei punti d'intersezione fra gli elementi. Sotto questo aspetto Midas Gen richiede uno sforzo in più all'utente, specialmente nella creazione di elementi *wall* o, più in generale, *plate*, per i quali è necessario creare prima i nodi che delimitano la superficie dell'elemento, qualora non vi fossero, e poi selezionare gli stessi in un determinato ordine consecutivo per conferire all'elemento le proprietà desiderate. Oltre a ciò, al fine di ottenere un comportamento solidale del gruppo muro – trave, è necessario assicurarsi che le travi che sovrastano le pareti modellate si interrompano all'inizio ed alla fine della parete stessa. In generale, comunque, per entrambi i software risulta molto più veloce la modellazione di strutture simmetriche e ripetibili in altezza piuttosto che di strutture complesse in quanto è sempre possibile specchiare e copiare in serie elementi tra di loro congruenti.

Entrambi i software permettono di realizzare analisi statiche, analisi dinamiche ed analisi *pushover*, ma la stessa analisi e la visualizzazione dei risultati avviene in maniera immediata in Midas Gen mentre richiede tempi a volte anche lunghi in ETABS, con il

risultato che l'esportazione di dati, siano essi diagrammi, grafici, o tabelle e l'interpretazione degli stessi è spesso difficoltosa per il secondo software.

Sotto l'aspetto delle verifiche Midas Gen ha una proposta molto vasta, offrendo all'utente anche la possibilità di variare singolarmente i parametri che le determinano, ETABS, invece, propone una scelta piuttosto limitata in merito.

Capitolo 3

Conclusioni

L'ultimo capitolo di questo lavoro espone in maniera sintetica gli esiti della ricerca e della sperimentazione. Il fine è quello di fornire un quadro congiunto dei risultati in maniera più leggibile e coerente senza perdere di vista il filo conduttore del parallelismo fra Italia e Cile.

3.1 Le normative per la progettazione antisismica

Italia e Cile sono considerati due Paesi all'avanguardia per quanto riguarda le rispettive normative tecniche per le costruzioni antisismiche, uno degli obiettivi di questo lavoro di ricerca era quello di comprendere quali fossero i punti di forza che conferiscono loro tale merito. Per quanto riguarda l'Italia, la risposta è stata individuata nello studio e nella sperimentazione dei sistemi di restauro e messa in sicurezza di edifici esistenti, specialmente quando realizzati in muratura di pietrame o laterizio. Un'operazione che nel tempo ha portato ad offrire una proposta d'intervento ampia per le singolarità che emergono quando si tratta di un'edilizia che ripercorre una storia civile millenaria variegata.

La normativa tecnica cilena è una regolamentazione relativamente giovane se confrontata con quella italiana, basti pensare che un argomento ad oggi considerato imprescindibile – come quello relativo agli effetti del sottosuolo – è entrato a far parte delle norme edilizie solo dopo il grande sisma del 2010. Tale normativa, tuttavia, è frutto di un lavoro di ricerca che ha scandagliato le origini e le caratteristiche delle esperienze sismiche del Cile. Si è fatto cioè tesoro dei casi edilizi più fausti per evidenziarne i punti di forza rispetto a quelli più sventurati. La normativa cilena, va addirittura oltre la cosiddetta “progettazione in capacità”, caratteristica della moderna ingegneria sismica, ponendo l'attenzione prima sugli spostamenti massimi e poi sulle sollecitazioni degli elementi. In sostanza definisce in primo luogo il risultato da ricercare per quanto riguarda le deformazioni limite e, in base a queste, chiama l'ingegnere ad una verifica

dell'ammissibilità degli elementi progettati di fronte alle sollecitazioni richieste dalle azioni e dai carichi di progetto. Perseguendo l'obiettivo di ridurre il più possibile il rischio sismico si cerca di progettare costruzioni poco vulnerabili, e la strada scelta per farlo è quella di imporre degli spostamenti molto contenuti.

Come si è visto, le forme spettrali nei due Paesi sono differenti. In sintesi, per strutture più rigide la normativa cilena produce uno spettro di progetto costituito da accelerazioni maggiori rispetto a quello italiano; mentre per strutture più deformabili è nella normativa italiana che si hanno le accelerazioni di progetto maggiori.

Per quanto riguarda il taglio alla base, i due Paesi hanno formulazioni molto differenti. Per l'analisi statica lineare il confronto risulta difficile poiché, in Italia, il taglio alla base dipende principalmente dal peso della struttura e dall'accelerazione spettrale corrispondente al proprio periodo fondamentale; mentre in Cile, oltre al peso è importante il valore del coefficiente sismico. Per quanto concerne l'analisi modale spettrale, il confronto è più facile perché in entrambi i casi il taglio alla base dipende dal valore dell'accelerazione spettrale corrispondente al periodo di ciascun modo di vibrare della struttura moltiplicato per il peso della struttura stessa. In aggiunta, va specificato che i fattori di combinazione dell'azione sismica con le altre azioni di progetto sono differenti nei due Paesi, dove per il Cile è 1,4 e per l'Italia 1,0. Ad ogni modo, in tutti i casi analizzati, il taglio alla base della NTC 2008 è sempre risultato maggiore rispetto a quello della NCh433.

3.2 La tradizione edilizia

Diretta conseguenza delle rigide condizioni imposte dalla normativa cilena in tema di spostamenti massimi, è la realizzazione di strutture in calcestruzzo armato caratterizzate da elementi di sezione importante. Non vi è particolare limitazione nelle tipologie strutturali ammesse, ma la stringente richiesta sugli spostamenti massimi impone strutture rigide. Ciò si traduce, nella quasi totalità dei casi, in costruzioni a pareti resistenti (distribuite o accoppiate), oppure a nucleo in quegli edifici che necessitano di maggior libertà architettonica in pianta. Le strutture a telaio sono presenti in numerosi casi ma sempre collegate ad un elemento centrale più rigido. La normativa cilena, così come quella italiana, prevede che per determinate condizioni sismiche l'edificio possa danneggiarsi senza collassare, al fine di salvaguardare la vita di chi vi sta all'interno facendo in modo che l'energia sismica venga assorbita dalla struttura stessa mediante

fratture, snervamento dell'acciaio e deformazioni plastiche. La differenza sta nel fatto che le condizioni sismiche al contorno dei due Paesi sono diverse, pertanto alle costruzioni cilene è richiesta una resistenza elastica maggiore rispetto a quelle italiane, in modo che le deformazioni plastiche possano iniziare a verificarsi per energie maggiori. In Italia le esigenze geofisiche non sono paragonabili a quelle del Cile pertanto sono ammesse costruzioni maggiormente deformabili a parità di azioni imposte.

Il tema centrale, comunque, dato il momento storico, non è tanto quello del nuovo, bensì quello dell'esistente. Come detto, l'esistente italiano è variegato e polimorfo sotto l'aspetto dei materiali, delle strutture, delle tecnologie e, in molti casi, delle distinte epoche di appartenenza di parti del medesimo edificio. L'approccio antisismico verso costruzioni di questo tipo risulta molto complesso, richiede esperienza e cautela. È evidente, infatti, che sia quanto mai difficile racchiudere all'interno di una serie di limitazioni, che può imporre una normativa, il gran numero di singolarità a rischio. Per ciò che concerne la protezione dei beni architettonici d'importanza storico – culturale nessun Paese del mondo è all'avanguardia quanto l'Italia, ma ciò non toglie che la ricerca, la verifica e la realizzazione di interventi di messa in sicurezza debba essere promossa per far fronte agli eventi sismici di intensità medio – alta ai quali è soggetto il Paese.

3.3 La risposta sismica delle tipologie rappresentative analizzate

Delle due tipologie strutturali analizzate quella che ha avuto la miglior risposta sismica è quella a pareti resistenti. La struttura in questione possiede delle caratteristiche che si sono rivelate importanti ai fini dei risultati raggiunti attraverso il calcolo: un numero elevato di elementi portanti resistenti alle azioni verticali ed orizzontali nel proprio piano, un'altezza d'interpiano molto ridotta ed un peso complessivo contenuto. Tali aspetti fanno sì che l'edificio risulti molto rigido, che abbia spostamenti d'interpiano molto piccoli e che, fatta eccezione per l'ultimo piano risulti rientrare nelle richieste della normativa odierna, nonostante sia stato progettato negli anni '80. La copertura della struttura è deformabile e l'ultimo impalcato privo di elementi verticali resistenti, pertanto soffre in maniera evidentemente maggiore l'effetto delle azioni imposte. Per ovviare a questa situazione si è proposto un intervento di miglioramento volto ad irrigidire l'ultimo impalcato che, dopo ulteriori verifiche, ha dato l'effetto sperato facendo rientrare l'intera costruzione nei parametri della normativa attualmente vigente. La struttura, nelle analisi svolte, risulta rispondere in maniera soddisfacente alle sollecitazioni di taglio e momento

flettente agenti sulle proprie pareti, mentre non si può dire lo stesso per ciò che riguarda le travi, le quali pagano la ridotta sezione che impedisce loro di soddisfare le richieste di taglio e momento flettente negativo imposte dalle combinazioni di carico.

Complessivamente si riscontra che gli edifici analizzati del complesso “Inés de Suárez” abbiano un buon comportamento antisismico ed una capacità di resistenza elevata anche di fronte ad importanti azioni esterne. Quanto analizzato a mezzo di accelerogrammi conferma la realtà empirica dei fatti che in passato ha dimostrato la resistenza di tali strutture di fronte a sismi molto intensi, frutto di una progettazione strutturale attenta e precisa, in un’epoca in cui non vi erano gli strumenti odierni di valutazione e di difesa in campo antisismico.

La struttura a telaio presenta deformazioni molto maggiori rispetto a quella precedente, che non rientrano nei parametri richiesti dalla normativa cilena mentre risultano ammissibili per quella italiana.

I problemi, piuttosto, sono rappresentati dalle sollecitazioni poiché i pilastri hanno una capacità inferiore alla domanda per quanto riguarda il momento flettente e i cordoli non sopportano le sollecitazioni di momento negativo e di taglio che vengono loro imposte dalle combinazioni di carico.

Per quanto riguarda le travi di entrambe le tipologie strutturali, il suggerimento è quello di svolgere un’ulteriore analisi dei carichi verticali rappresentando i tamponamenti in laterizio che svolgono, in direzione z , un’importante azione di contrasto, sin qui trascurata, che ridurrebbe di molto le sollecitazioni a taglio e momento flettente.

Per quanto riguarda i pilastri dell’edificio a telaio, invece, la soluzione è un irrigidimento della struttura ottenuto aumentando la sezione degli stessi oppure creando due nuclei di pareti di calcestruzzo armato in corrispondenza di ciascun corpo scala che assorbano la maggior parte delle sollecitazioni e riducano in maniera importante gli spostamenti complessivi della struttura.

In generale, è possibile concludere che la tipologia strutturale a telaio classico è di difficile realizzazione in Cile, almeno per quanto riguarda le zone sismiche 2 e 3, anche con elementi di sezione molto importante. Quasi sempre, infatti, nel Paese sudamericano la tecnologia strutturale preferita per edifici alti è quella a nucleo centrale al quale sono collegati dei telai che possono garantire una buona libertà architettonica in pianta senza risultare eccessivamente caricati dalle sollecitazioni, in quanto la maggior parte degli sforzi viene assorbita dalle pareti resistenti del nucleo, quando non si considera l’uso di

isolatori o dissipatori sismici. Per edifici di altezza minore, invece, è sempre preferibile la struttura a pareti resistenti di calcestruzzo armato ad elevata rigidità e resistenza elastica. Per quanto concerne l'Italia tali strutture sono per lo più una prerogativa degli edifici strategici mentre per tradizione costruttiva e normativa, nell'edilizia civile si preferiscono le strutture a telaio poiché il tipo di progettazione è rivolta alla considerazione della fase plastica come parte attiva della curva di resistenza della struttura. La domanda sismica del territorio italiano fa sì che anche queste tipologie strutturali siano adeguate ma, in caso di sismi di eccezionale intensità sono più suscettibili di danno rispetto a strutture più rigide e pertanto meno fruibili nell'immediato post – sisma.

È chiaro che quanto più la progettazione punta ad un edificio che sia rigido, che entri in fase plastica per valori elevati delle sollecitazioni e che sia poco deformabile, tanto più esso risulterà economicamente costoso.

Riferimenti bibliografici

ISTAT – Istituto Nazionale di Statistica, *BES 2017: Il benessere equo e sostenibile in Italia*, Istituto Nazionale di Statistica, Roma, 2017.

Instituto Panamericano de Geografía e Historia, *Temblores de tierra: cartilla popular*, México, 1977.

Kunze K. Thomas, Rojas H. Carlos, *Temblores y terremotos: bases para su entendimiento y una conciencia sísmica*, Marina Cúneo Ediciones, Valdivia, 1986.

Bertrand D. Sara, *Desastres chilenos: historia de terremotos, tsunamis y erupciones*, Aguilar Chilena de Ediciones, Santiago de Chile, 2012.

Tobriner Stephen, *La casa baraccata: Earthquake-resistant construction in 18th century Calabria*, in *Journal of the society of Architectural Historians*, n° 42, 1983, p. 134.

Penta Francesco, *Alcuni provvedimenti presi dopo i grandi terremoti italiani dei secoli XVII, XIX e XX*, in *Rivista Italiana Geotecnica*, n°5, Patron, Roma, 1964, pp. 247-248.

Regio Decreto 29 agosto 1884 n. 2600 in materia di “*Regolamento edilizio per i comuni dell’Isola d’Ischia danneggiati dal terremoto del 29 luglio 1883*”, art. 3, art. 6, comma 3, in *Gazzetta Ufficiale del Regno d’Italia*, 01/09/1884.

Sivocci Davide, *Verifica e proposte di adeguamento sismico del palazzetto dello sport di Castelfranco Veneto*, Università degli Studi di Padova, Padova, 2012, p. 8.

Cornacchia Roberto, *Classificazione sismica degli edifici*, Maggioli Editore, Milano, 2018.

Regio Decreto del 6 settembre 1912 n. 1080, in materia di “*Approvazione delle norme obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici nei comuni colpiti dal terremoto, in sostituzione di quelle approvate col R. D. 18 aprile 1909 n. 193*”, art. 10, in *Gazzetta Ufficiale del Regno d’Italia*.

Landolfo Raffaele, *L'evoluzione della normativa sismica*, in *Costruzioni metalliche*, n° 1, anno LVII, 2005, pp. 57-58.

Giuffré Antonino, *Cento anni di norme sismiche italiane*, Dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica, 1985.

Regio Decreto Legge del 13 marzo 1927 n. 431, in materia di “*Sostituzione delle Norme Tecniche ed Igieniche contenute nel Decreto Reale 23 ottobre 1924, n. 2089*”, art. 29, in *Gazzetta Ufficiale del Regno d'Italia*, 08/04/1927.

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 6 novembre 1967 n. 3797, in materia di “*Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni*”.

Legge Regionale del Friuli Venezia Giulia del 20 giugno 1977, n. 30, in materia di “*Nuove procedure per il recupero statico e funzionale degli edifici colpiti dagli eventi tellurici - Ulteriori norme integrative della Legge Regionale 7 giugno 1976, n. 17*”, in *Bollettino Ufficiale Regionale*, n. 59, 20/06/1977.

Decreto Ministeriale del 19 giugno 1984, in materia di “*Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, lettera B 4.2, n. 208, 30/07/1984.

CNR n. 10024, in materia di “*Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*”, 1986.

CNR-UNI 10011, in materia di “*Costruzioni d'acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione*”, 1988.

Legge del 15 marzo 1997 n. 59, in materia di “*Delega al Governo per il conferimento di funzioni e compiti alle Regioni ed Enti locali, per la riforma della Pubblica Amministrazione e per la semplificazione amministrativa*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 63, 17/03/1997.

Decreto Legislativo del 30 luglio 1999, n. 300, in materia di “*Riforma dell'organizzazione del Governo, a norma dell'articolo 11 della legge 15 marzo 1997, n. 59*”, Titolo V, Capo IV, art. 81, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 203, 30/08/1999.

Decreto del Presidente della Repubblica del 6 giugno 2001 n. 380, in materia di “*Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A)*”, Capo IV, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 245, 20/10/2001.

Legge del 9 novembre 2001 n. 401, in materia di “*Coordinamento operativo per le attività di Protezione Civile*”, art. 4, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 262, 10/11/2001.

Decreto Legislativo del 27 dicembre 2002 n. 301, in materia di “*Modifiche ed integrazioni al d.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, recante testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 16, 21/01/2003.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n. 3274, in materia di “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 105, 08/05/2003.

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011, in materia di “*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 47, 26/02/2011.

Legge n. 232 del 11 dicembre 2016 in materia di “*Bilancio di previsione dello Stato per l'anno finanziario 2017 e bilancio pluriennale per il triennio 2017-2019*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 297, 21/12/2016.

Ley del 14 dicembre 1965 n. 16391, in materia di “*Crea el Ministerio de la Vivienda y Urbanismo*”, in *Diario Oficial*, 16/12/1965.

Decreto con fuerza de ley del 18 diciembre 1975 n. 458 in materia di “*Aprueba nueva ley general de urbanismo y construcciones*”, Título I, Capítulo I, art. 2, in *Diario Oficial*, 13/04/1976.

Ley del 4 settembre 1996 n. 19472, in materia di “*Modifica el D. F. L. n° 458, de 1975, Ley General de Urbanismo y Construcciones, estableciendo normas relativas a la calidad de la construcción*”, Art. único, comma 4, in *Diario Oficial*, 16/09/1996.

Ley del 8 noviembre 2005 n. 20071, in materia di “*Crea y regula el Registro Nacional de Revisores Independientes de obras de edificación*”, Título II, art. 3, 4, 5, 6, in *Diario Oficial*, 22/11/2005.

Norma Chilena Oficial NCh433.Of1996 modificata nel 2009, in materia di “*Diseño sísmico de edificios*”.

Decreto del 5 noviembre 2010 n. 117, in materia di “*Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*”, art. 9, art. 12, art. 13, in *Diario Oficial*, 14/02/2011.

Decreto del 2 noviembre 2011, n. 61 in materia di “*Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto n° 117, de 2010*”, art. 6, art. 12, art. 13, in *Diario Oficial*, 13/12/2011.

Micheletti Filippo, *Il calcolo dello spettro di risposta elastico*, Università degli Studi di Firenze, Firenze, 2008, p. 21-22.

Cámara Chilena de la Construcción, *ICVU 2017 – Índice de Calidad de Vida Urbana Comunas y Ciudades de Chile*, Santiago, 2017.

Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, in materia di “*Norme tecniche per le costruzioni*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 29, 04/02/2008.

Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, in materia di “*Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*”, in *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 42, 20/02/2018.

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009 n. 617, in materia di “*Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”.

Norma Chilena Oficial NCh3171.Of2010, in materia di “*Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas*”.

Norma Chilena Oficial NCh1537.Of86, in materia di *“Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso”*.

American Society of Civil Engineering, ASCE/SEI 07 – 02, in materia di *“Minimum design loads for buildings and other structures”*.

Norma Chilena Oficial NCh429.Of57 in materia di *“Hormigón armado – Parte 1”*.

Norma Chilena Oficial NCh430.Of2007 in materia di *“Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo”*.

Norma Chilena Oficial NCh431.Of77, in materia di *“Sobrecargas de nieve”*.

Norma Chilena Oficial NCh432.Of71, in materia di *“Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones”*.

ACI Committee, norma ACI 318-05, *“Building code requirements for structural concrete”*.

Riferimenti a siti web

Centrometeo.com, *Terremoti ed eventi sismici in Italia*, URL: <http://www.centrometeo.com/articoli-reportage-approfondimenti/geologia-vulcanologia-sismologia/5441-terremoti-eventi-sismici-italia>, [14/11/2017].

RILAB – Laboratorio Sismologico della provincia di Rieti, *Storia*, URL: <http://www.rilab.eu/storia> [15/11/2017].

Wikipedia – L’enciclopedia libera, *Terremoti in Italia nel XIX secolo*, URL: https://it.wikipedia.org/wiki/Terremoti_in_Italia_nel_XIX_secolo, [15/11/2017].

Wikipedia – L’enciclopedia libera, *Terremoti in Italia nel XX secolo*, URL: https://it.wikipedia.org/wiki/Terremoti_in_Italia_nel_XX_secolo, [15/11/2017].

Wikipedia – L’enciclopedia libera, *Terremoti in Italia nel XXI secolo*, URL: https://it.wikipedia.org/wiki/Terremoti_in_Italia_nel_XXI_secolo, [15/11/2017].

RILAB – Laboratorio Sismologico della provincia di Rieti, *Storia della normativa sismica*, URL: http://www.rilab.eu/images/Normativa/Storia_della_normativa_sismica_italiana.pdf, [06/12/2017].

ISI – Ingegneria Sismica Italiana, *Normative*, URL: <http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>, [07/12/2017].

Ing. Fabio Balliana, *Evoluzione normativa sismica*, URL: <http://www.ingballiana.it/Normativa.html>, [22/01/2018].

Redazione Tecnica, “*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC): pubblicazione prima del 4 marzo*”, in *EdilTecnico*, 2018, URL: <https://www.ediltecnico.it/nuove-norme-tecniche-per-costruzioni-ntc/>, [18/01/2018].

Cargaz Ingeniería Estructural, *Historia Normas NCh430 y NCh433*, 2017, URL: <http://www.cargaz.cl/2012/04/historia-normas-nch430-y-nch433/>, [16/12/2017].

Dipartimento della Protezione Civile, *Glossario*, URL:
<http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/glossario.wp?contentId=GLO23916>,
[02/01/2018].

Wikipedia – L'enciclopedia libera, *Terremoto del Cile del 2010*, URL:
https://it.wikipedia.org/wiki/Terremoto_del_Cile_del_2010, [12/03/2018].

Pontificia Universidad Católica, *Normas*, URL:
http://hrudnick.sitios.ing.uc.cl/alumno10/terremoto/index_archivos/Page632.htm,
[11/02/2018].

Fonti delle figure

Fig. 1.1.1. Fonte: <http://www.meteoweb.eu/2017/02/terremoto-centro-italia-9-sistemi-di-faglie-nel-solo-appennino-centrale/853827/>

Fig. 1.1.2. Fonte: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Pericolos_d0.JPG

Fig. 1.1.3. Fonte: <http://www.statoquotidiano.it/wp-content/uploads/2016/11/Mappa-di-terremoti-in-Italia.jpg>

Fig. 1.1.4. Fonte: http://www.6aprile.it/wp-content/uploads/2016/11/figura11_cpti-1.jpg

Fig. 1.2.1. Fonte: <http://bibliotecaduocvalparaiso.blogspot.it/2012/04/anillo-de-fuego-del-pacifico.html>

Fig. 1.2.2. Fonte: https://lh3.googleusercontent.com/-wtvpapEzkxs/Vp6aREFI_HI/AAAAAAAAAR0/LxWHKK9EiEA/w367-h389/sismo%2BPlaca%2Bde%2BNazca%255B1%255D.jpg

Fig. 1.3.1. Fonte: Vivenzio Giovanni, *Istoria e teoria de' tremuoti in generale ed in particolare di quelli della Calabria, e di Messina del 1783*, Stamperia Reale, Napoli, 1783.

Fig. 1.3.2. Fonte: <http://www.ilnuovocantiere.it/files/2016/09/Quadro-Normativo-1-1.jpg>

Fig. 1.6.1. Fonte: Norma Chilena Oficial NCh433.Of1996 modificata nel 2009, in materia di “*Diseño sísmico de edificios*”, pp. 14-16.

Fig. 2.8.5. Fonte: Da Porto Francesca, Dispense del corso di “Tecnica delle costruzioni 2”, A. A. 2016/2017, parte 1, p. 27.

Ulteriori immagini presenti nell’elaborato sono di produzione dell’autore.

Ringraziamenti

Tengo molto a ringraziare il mio relatore, prof. Andrea Giordano, che ha coordinato il mio lavoro con la massima serietà e, al contempo, con la simpatia che lo caratterizza. I miei correlatori prof. Carlo Pellegrino e prof. Jaime Migone Rettig per il supporto, il materiale, le conoscenze e le opportunità fornitemi.

Un ringraziamento speciale al mio correlatore prof. Umberto Turrini che ha seguito da vicino con la sua proverbiale professionalità lo svolgimento di questo lavoro di ricerca aiutandomi e consigliandomi in numerose occasioni.

Ringrazio l'Ing. Christian Pérez Cabezas e lo studio "Canales Perretta & Asociados" di Santiago del Cile per il supporto tecnico, l'esperienza e la pazienza messa a mia disposizione in ogni momento di necessità.

Ringrazio tutta la mia famiglia per aver sempre creduto nelle mie capacità e non aver mai smesso di supportarmi in tutte le maniere possibili, che sono state molte.

In modo particolare i miei genitori Laura e Stefano, mio fratello Mattia e i miei nonni Aldo, Giorgio, Loredana e Sandra.

Ringrazio la mia fidanzata Carolina per la passione e lo stimolo continuo che ha saputo trasferirmi da vicino e da lontano, per la gioia di vivere, di viaggiare e di conoscere che sempre l'ha caratterizzata e che ha voluto condividere con me.

Ringrazio Valentina e Massimo, amici e compagni di mille avventure in questi cinque anni di università, caratterizzati da studio durissimo e grandi risate.

Ringrazio i miei coinquilini Alberto S., Alberto G., Andrea, Benedetta, Giorgio, Lorenzo, Mara e Patrizia.

I miei amici e colleghi Carlotta, Elisabetta, Fabio e Mauro.

I miei amici di sempre Deborah, Flavio, Giulia, Laura, Omar, Sara e tutta la compagnia.

Tutta la mia enorme famiglia internazionale di Siviglia, in particolar modo Alessandra, Alessandro, Alexandra, Andrea M., Andrea M., Annika, Claudia, Daniel, Giorgio, Gregory, Kostantinos, Maialen, Margot, Michele, Steve e Tzuli.