

La normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica in Italia Stati Uniti e Nuova Zelanda

Applicazioni e confronti

Parte seconda



Centro Studi Consiglio Nazionale Ingegneri



CONSIGLIO NAZIONALE DEGLI INGEGNERI

PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - 00186 ROMA - VIA ARENULA, 71

dott. ing. Sergio Polese	<i>Presidente</i>
prof. ing. Ferdinando Luminoso	<i>Vice Presidente Vicario</i>
dott. ing. Romeo La Pietra	<i>Vice Presidente Aggiunto</i>
dott. ing. Renato Buscaglia	<i>Segretario</i>
dott. ing. Alessandro Biddau	<i>Tesoriere</i>
dott. ing. Leonardo Acquaviva	<i>Consigliere</i>
dott. ing. Alberto Dusman	<i>Consigliere</i>
dott. ing. Ugo Gaia	<i>Consigliere</i>
dott. ing. Alcide Gava	<i>Consigliere</i>
prof. ing. Giancarlo Giambelli	<i>Consigliere</i>
dott. ing. Domenico Ricciardi	<i>Consigliere</i>

Presidenza e Segreteria: 00187 Roma - Via IV Novembre, 114

Tel. 06.6976701, fax 06.69767048

www.tuttoingegnere.it



Centro Studi Consiglio Nazionale Ingegneri

CONSIGLIO DIRETTIVO

dott. ing. Giovanni Angotti	<i>Presidente</i>
dott. ing. Alberto Speroni	<i>Vice Presidente</i>
dott. ing. Leonardo Acquaviva	<i>Consigliere</i>
dott. ing. Renato Cannarozzo	<i>Consigliere</i>
dott. ing. Ugo Gaia	<i>Consigliere</i>
dott. Massimiliano Pittau	<i>Direttore</i>

COLLEGIO DEI REVISORI

dott. Domenico Contini	<i>Presidente</i>
dott. Stefania Libori	<i>Revisore</i>
dott. Francesco Ricotta	<i>Revisore</i>

Il presente documento è stato redatto ed elaborato da un gruppo di lavoro composto dal dott. ing. Giovanni Lavacchini (dottorando in Ingegneria civile e ambientale, Dipartimento di Ingegneria civile, Università degli studi di Firenze) e dal dott. ing. Michele Rizzo (titolare di assegno di studio, Dipartimento di Ingegneria civile, Università degli studi di Firenze), con il coordinamento del prof. ing. Andrea Vignoli (Professore ordinario di Scienze delle Costruzioni, Direttore del Dipartimento di Ingegneria civile, Università degli studi di Firenze).

Sommario

1. Finalità e metodologia del confronto	Pag.	9
2. La progettazione secondo le disposizioni dell'Ordinanza 3274/2003	"	15
2.1. Individuazione della zona sismica	"	15
2.2. Descrizione della struttura e scelta dei materiali	"	16
2.3. Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU	"	18
2.4. Combinazioni di carico ed analisi per carichi verticali	"	19
2.5. Modello di calcolo	"	22
2.6. Verifiche allo SLU	"	25
2.6.1. Progetto della travata 1112-1113-1114-1115-1116-1117-1118	"	25
2.6.2. Progetto della pilastrata 115-215-315-415	"	29
3. La progettazione secondo le disposizioni del Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996	"	35
3.1. Individuazione della zona sismica	"	35
3.2. Descrizione della struttura e scelta dei materiali	"	36
3.3. Determinazione dello spettro per lo SLU	"	36
3.4. Combinazioni di carico ed analisi per carichi verticali	"	37
3.5. Modello di calcolo	"	38
3.6. Verifiche allo SLU	"	40
3.6.1. Progetto della travata 1112-1113-1114-1115-1116-1117-1118	"	40
3.6.2. Progetto della pilastrata 115-215-315-415	"	40
3.7. Ordinanza 3274/2003 e D.M. 16 gennaio 1996: un confronto	"	44

4. La progettazione secondo le raccomandazioni statunitensi (Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 1999, SEAOC)	“	49
4.1. Individuazione della zona sismica	“	50
4.2. Descrizione della struttura e scelta dei materiali	“	50
4.3. Determinazione dello spettro di progetto allo SLU	“	50
4.4. Combinazioni di carico ed analisi per carichi verticali	“	52
4.5. Modello di calcolo	“	53
4.6. Verifiche allo SLU	“	55
4.6.1. Progetto della travata 1112-1113-1114-1115-1116-1117-1118	“	55
4.6.2. Progetto della pilastrata 115-215-315-415	“	60
5. La progettazione secondo gli standards neozelandesi (NZS 4203: 1992 e NZS 3101: Part 1: 1995)	“	63
5.1. Individuazione della zona sismica	“	63
5.2. Descrizione della struttura e scelta dei materiali	“	63
5.3. Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU	“	64
5.4. Combinazioni di carico ed analisi per carichi verticali	“	68
5.5. Modello di calcolo	“	69
5.6. Verifiche allo SLU	“	71
5.6.1. Progetto della travata 1112-1113-1114-1115-1116-1117-1118	“	71
5.6.2. Progetto della pilastrata 115-215-315-415	“	72
5.7. Ordinanza 3274/2003, D.M. 16 gennaio 1996 e NZS 4203: 1992: un confronto	“	77
6. Conclusioni	“	81

1. Finalità e metodologia del confronto

In questo lavoro vengono presentati i risultati dell'applicazione delle normative sismiche attualmente vigenti in Italia (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e sue modifiche – OPC – e Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996 – DM) e di quelle operanti negli Stati Uniti d'America e Nuova Zelanda (entrambe omogenee con i principi di progettazione adottati nell'Eurocodice 8 – EC8) per la progettazione di un nuovo edificio in cemento armato multipiano adibito ad uffici aperti al pubblico. La progettazione è stata condotta adottando un valore dell'accelerazione di picco pari a 0.25 g (zona 2 dell'OPC), che corrisponde ad un grado di sismicità pari a 9 del DM, adottando una progettazione ad alta duttilità degli elementi strutturali.

Per quanto attiene il DM, la struttura delle sue norme è di una generazione precedente rispetto all'OPC, anche se di impostazione già moderna. Infatti il DM prevede l'utilizzo di uno spettro di progetto per la quantificazione dell'azione sismica, la possibilità di svolgere analisi strutturali sia di tipo statico che dinamico e quella di utilizzare, in alternativa, tutti e due i metodi di verifica strutturale attualmente utilizzati in sede progettuale: il metodo alle tensioni ammissibili e quello agli stati limite. La limitazione principale di questa impostazione è quella di utilizzare lo stesso spettro di progetto per qualunque materiale, schema sta-

tico e tipo di terreno; in questo modo non si può tener conto, nella definizione delle azioni di progetto, del grado di iperstaticità e del diverso livello di duttilità con cui si possono realizzare le strutture.

Con l'OPC, che appartiene alla nuova generazione di normative facente riferimento all'Eurocodice 8, la progettazione viene condotta dichiarando gli obiettivi prestazionali che l'opera deve conseguire mediante il controllo della duttilità locale e globale. Questa impostazione di calcolo viene attuata prescrivendo un insieme di regole costruttive che consentono di attivare meccanismi di collasso duttili e stabili, capaci cioè di dissipare buona parte dell'energia sismica trasmessa alla struttura dal moto del terreno. La garanzia di ottenere i prefissati meccanismi di collasso viene ottenuta applicando un insieme di regole (metodo della gerarchia delle resistenze) che consentono di attivare comportamenti differenziati dei singoli elementi strutturali (formazione delle cerniere plastiche con esclusione del collasso fragile a taglio prima alle estremità delle travi, poi alle estremità dei pilastri, cautelandosi comunque contro il possibile collasso dei nodi non interamente confinati).

L'OPC si pone due obiettivi fondamentali, ovvero il soddisfacimento del requisito principale della prevenzione del collasso per le azioni rare e cioè allo Stato Limite Ultimo (SLU) e la limitazione dei danni per azioni meno intense e quindi più frequenti e cioè allo Stato Limite di Danno (SLD). La seconda limitazione scaturisce, evidentemente, dalla necessità di contenere i costi d'intervento necessari a riparare la costruzione eventualmente danneggiata dall'evento sismico.

Come parametro per definire il livello di azione sismica l'OPC adotta il valore di picco dell'accelerazione orizzontale del suolo (a_g), utilizzando valori caratterizzati da periodi medi di ritorno pari a 475 e 95 anni, rispettivamente, per le azioni utilizzate per la verifica allo SLU ed allo SLD; questi periodi di ritorno corrispondono al 10% di probabilità di

superamento in 50 e 10 anni. Ad ogni valore di accelerazione è associato un sistema di forze e spostamenti, derivato dai metodi di calcolo previsti dalla norma. Tali metodi di calcolo comprendono tutti i metodi di tipo deterministico oggi conosciuti per l'analisi sismica delle costruzioni e cioè i due metodi lineari, analisi statica e dinamica modale, e quelli non lineari, analisi statica con il metodo dell'analisi di spinta (o "push-over") e analisi dinamica con integrazione diretta delle equazioni di moto.

Per quanto riguarda le raccomandazioni adottate negli Stati Uniti, si è fatto riferimento alla settima edizione (anno 1999) delle *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, note anche come *SEAOC Blue Book* (SEAOC), predisposte dalla *Structural Engineers Association of California* per il progetto di strutture in zona sismica. Parallelamente a tali norme, il *Building Seismic Safety Council* (BSSC) ha messo a punto le raccomandazioni del *National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP) del 1997 che sono alla base dell'*International Building Code* (IBC) del 2000. Come noto le raccomandazioni SEAOC riflettono in gran parte i contenuti dell'*Uniform Building Code*"(UBC), riferendosi inoltre alle disposizioni dell'*American Concrete Institute* (ACI) ACI 318-02/318 R-02 *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, utilizzate per il progetto degli edifici in cemento armato non soggetti a rischio sismico.

Le raccomandazioni statunitensi, come d'altronde l'EC8, hanno carattere prestazionale; gli obiettivi della progettazione vengono dichiarati, ed i metodi utilizzati allo scopo (procedure di analisi e dimensionamento degli elementi strutturali) vengono specificatamente definiti.

Anche le SEAOC adottano il valore di picco dell'accelerazione orizzontale al suolo (a_g) per definire il livello dell'azione sismica, raccomandando di utilizzare valori caratterizzati da periodi di ritorno che corrispondono al 10% di probabilità di superamento in 50 anni (quindi iden-

tici a quelli definiti dall'OPC). Vengono, inoltre, definite quattro "zone sismiche" all'interno delle quali i valori di a_g di ancoraggio dello spettro di risposta si assumono costanti.

Anche queste raccomandazioni adottano il metodo della gerarchia delle resistenze per raggiungere l'obiettivo dichiarato. Tale metodo e le regole di duttilità sono i punti qualificanti della progettazione che consentono di ottenere livelli di protezione sismica adeguati, attraverso una visione globale e la possibilità di controllo della risposta in campo non lineare delle strutture.

In Nuova Zelanda i riferimenti per le costruzioni in zona sismica si basano su un insieme di disposizioni contenute nei *New Zealand Standards* (NZS) 4203 del 1992, che si riferiscono alla definizione dei carichi di progetto, e nei *New Zealand Standards* 3101 del 1995, dove vengono definite le procedure di progetto per le strutture in cemento armato. Le NZS 4203 suddividono il territorio neozelandese in aree caratterizzate da un diverso valore del *zone factor* (fattore Z) che definisce il valore di picco dell'accelerazione al suolo.

Per valutare il valore dell'accelerazione di picco che si ottiene con un dato *zone factor* si può fare riferimento a quanto riportato nel commentario delle NZS 4203: NZS 4203:1992 Part 2 al punto C4.6.2. In tale documento si rileva che il 40% del valore di Z rappresenta la stima dell'accelerazione di picco a_g relativa al periodo di ritorno di 450 anni, che risulta essere molto vicino a quello già previsto dall'EC8 e dall'OPC (475anni). Con riferimento al valore massimo dell'accelerazione del suolo previsto dall'OPC si ottiene il valore $Z = a_g/0.4 = 0.35/0.4 = 0.875$; in effetti il valore massimo previsto dalle NZS 4203 per Z è 1.2 che corrisponderebbe ad una accelerazione di picco di $1.2 \cdot 0.4 = 0.48$. In questo caso quindi la norma neozelandese risulta essere certamente più severa dell'OPC nella definizione dell'accelerazione di progetto caratterizzante le zone sismiche a più alta sismicità.

Va evidenziato, infine, che gli standards neozelandesi sono stati tra i primi al mondo ad adottare il metodo della gerarchia delle resistenze ovvero del *capacity design* come base per il progetto delle strutture.

Le scelte di base sono state effettuate in modo da rendere direttamente confrontabili le progettazioni svolte con le quattro disposizioni analizzate; non è stato possibile fare altrettanto circa le combinazioni di carico che risultano essere molto diverse da disposizione a disposizione (sono risultate differenti anche tra OPC e DM). Tali differenze discendono da orientamenti divergenti circa il livello di sicurezza implicitamente assunto nelle verifiche che, ai fini del presente lavoro, non sono stati modificati applicando quanto previsto da ciascuna disposizione analizzata.

Le combinazioni di carico riportate nel seguito, riguardano solo le verifiche allo SLU perché quelle allo SLD, effettuate controllando essenzialmente la deformabilità di interpiano, non hanno comportato alcuna modifica dei dimensionamenti.

Le scelte di base, possono essere riassunte nei seguenti punti:

- scelta dell'azione sismica di progetto in relazione alla zona sismica, alle categorie di suolo di fondazione ed all'importanza dell'edificio. Per le SEAOC tali parametri sono specificati al capitolo 104, mentre per le NZS 4203 sono specificati in base allo *zone factor Z*, alle categorie di suolo di fondazione e all'importanza dell'edificio (*risk factor for structure*). La scelta dei vari parametri è stata fatta partendo da azioni sismiche paragonabili in termini di spettro di risposta elastico;
- l'adozione di un modello meccanico della struttura in grado di descriverne con accuratezza la risposta sotto azione dinamica, secondo quanto indicato al punto 4.4 nell'OPC, al paragrafo 106 per le SEAOC e nelle NZS 4203 per le NZS;
- la scelta di un metodo di analisi in relazione alla tipologia della

struttura, secondo quanto indicato al punto 4.5 dell'OPC. In questo lavoro si è sempre fatto riferimento ad uno dei metodi di analisi lineare e cioè quello dell'analisi dinamica modale che è previsto da tutte le normative prese in esame;

l'esecuzione con esito positivo delle verifiche di resistenza e di compatibilità degli spostamenti;

l'adozione delle regole di dettaglio tali da assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi ed alla struttura nella sua globalità; per quanto attiene il DM, ciò è stato ottenuto adottando le disposizioni contenute nella Circolare 65/1997.

2. La progettazione secondo le disposizioni dell'Ordinanza 3274/2003

L'Ordinanza n. 3274 del 20/03/03, poi emendata e modificata con la successiva Ordinanza n. 3316, è intitolata Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Nel seguito vengono riportate le scelte adottate in termini di definizione delle azioni, caratteristiche dell'edificio, analisi strutturali condotte e progettazione dei particolari costruttivi. Le verifiche allo stato limite di danno (SLD), seppure condotte con esito positivo, non sono state riportate per non appesantire troppo l'esposizione dei risultati.

2.1. Individuazione della zona sismica

In conformità alle norme di riferimento, nelle quali il territorio nazionale è suddiviso in quattro zone sismiche, ciascuna contraddistinta da un diverso valore del parametro a_g (accelerazione orizzontale di picco), l'edificio oggetto della progettazione strutturale è stato assoggettato alle azioni orizzontali di progetto definite a partire da un'accelerazione di picco pari a $0.25g$ (edificio ubicato in zona 2).

2.2. Descrizione della struttura e scelta dei materiali

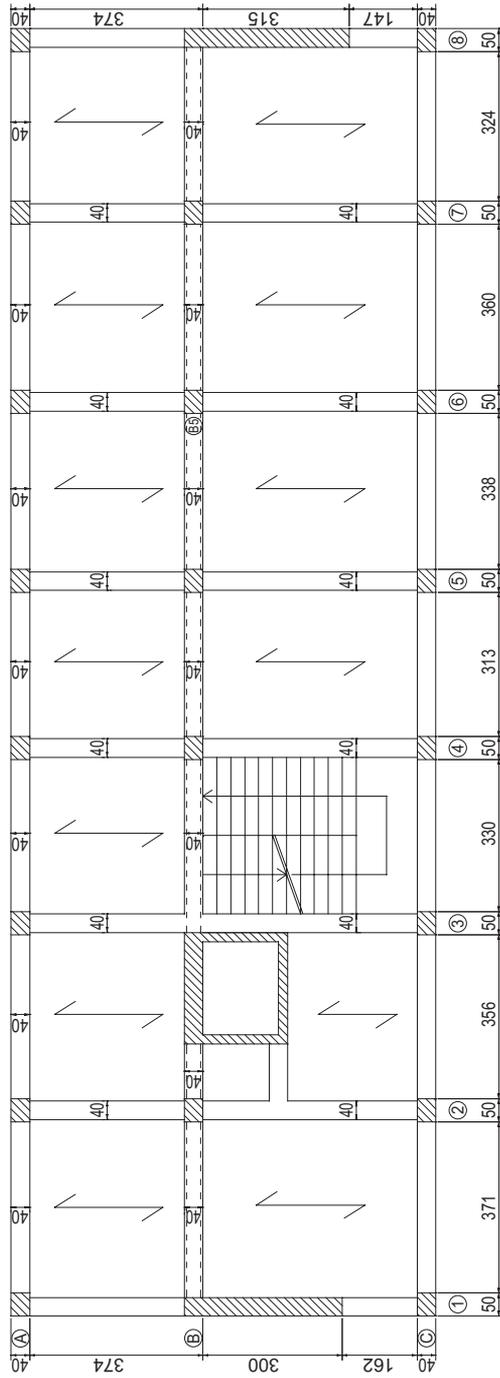
L'edificio oggetto di progettazione è un edificio in cemento armato, con destinazione d'uso ad uffici aperti al pubblico. Oltre alla normativa sismica di riferimento, la struttura in esame deve soddisfare le prescrizioni contenute nella normativa vigente ed, in particolare, quelle del D.M. 09/01/96 *Norme per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche* e del D.M. 16/01/96 *Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*.

L'edificio oggetto della progettazione (fig. 1) è a pianta rettangolare e si sviluppa su quattro livelli (piano terra e tre piani in elevazione). Il lato lungo ha direzione coincidente con quella dell'asse orizzontale (*asse X*) del riferimento globale e il lato corto è diretto come l'asse verticale (*asse Y*) di tale riferimento. La struttura delle scale è realizzata con trave a semplice ginocchio; l'edificio ha un vano ascensore realizzato con sezione scatolare in cemento armato e sono presenti ulteriori elementi di controvento (setti in cemento armato) sia in direzione X che in direzione Y. L'edificio, ai fini dell'OPC, non può essere considerato simmetrico in pianta; l'organizzazione strutturale è comunque a pianta rettangolare compatta. Su ciascun piano sono stati disposti 21 pilastri che vanno a definire tre telai paralleli alla direzione X e otto telai paralleli alla direzione Y.

I materiali adottati sono quelli oggi più comunemente utilizzati nella progettazione strutturale: conglomerato $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ ed acciaio F_{eB44k} , controllato in stabilimento, per le barre d'armatura; sia il conglomerato che l'acciaio rispondono ai requisiti di resistenza e duttilità previsti dall'OPC.

Con riferimento al D.M. 9 gennaio 1996, le resistenze di calcolo per

Fig. 1 - Pianta tipo dell'edificio



i materiali sono:

- per il calcestruzzo:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 15.63 \text{ MPa}$$

$$f'_{cd} = 0.85 \cdot 15.63 = 13.28 \text{ MPa}$$

$$E_c = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 31220 \text{ MPa}$$

- per l'acciaio:

$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 374 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

2.3. Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU

Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, nell'OPC sono state definite varie categorie di terreno caratterizzate da diversi profili stratigrafici del suolo di fondazione. Indagini di carattere geotecnico, condotte sui primi 30 metri di terreno sottostanti il piano d'imposta delle fondazioni, permettono di stabilire la classificazione del suolo; nel nostro caso si è assunto un suolo del *tipo B (depositi di sabbie e ghiaie molto addensate, o di argille molto consistenti)*.

In base alle caratteristiche del suolo sono definiti dalla norma i parametri che servono alla definizione dello spettro di risposta elastico (nel nostro caso si è fatto uso solo dello spettro associato alle sole componenti orizzontali dell'azione sismica): $S=1.25$, $T_B=0.15 \text{ s}$, $T_C=0.50 \text{ s}$ e $T_D=2.00 \text{ s}$.

Per la scelta del fattore di struttura, che caratterizza il comportamento in campo non lineare della costruzione, le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalla norma possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- strutture a telaio,
- strutture a pareti,

- strutture miste telaio-pareti,
- strutture a nucleo.

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani, si determina il valore del *fattore di struttura q*:

$$q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R = 4.0 \cdot \alpha_j^u \cdot K_D \cdot K_R = 4.0 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 1 = 4.8;$$

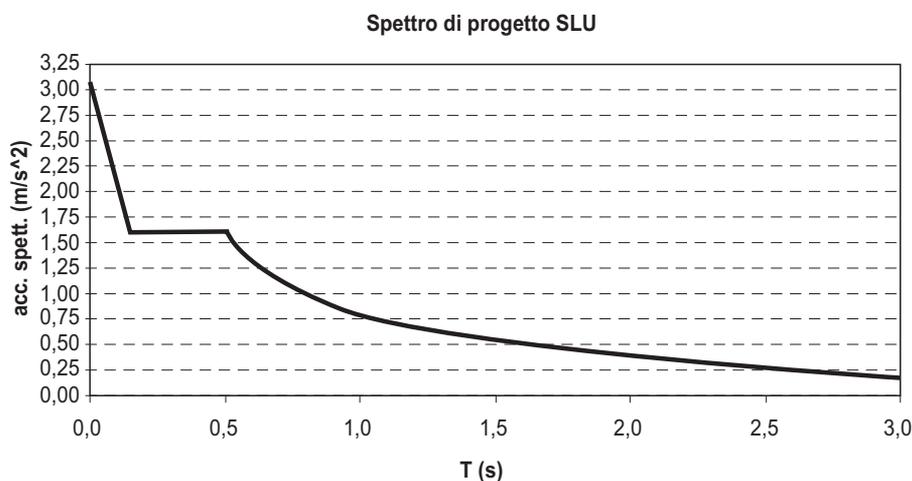
ove si è assunto un edificio con struttura mista telaio-pareti, regolare in altezza, progettato per una classe di duttilità CD "A".

Si riporta nella figura 2 lo spettro di progetto allo SLU utilizzato.

2.4. Combinazioni di carico ed analisi per carichi verticali

Per le condizioni di carico non sismiche, si considerano diverse possibili combinazioni in cui i carichi variabili agiscono con valori che tengono conto della effettiva probabilità di presentarsi assieme con le altre azioni. Ciò si ottiene moltiplicando i valori caratteristici per i coefficienti

Fig. 2 - Spettro di progetto adottato per la definizione delle azioni



y. I carichi da considerare sono quelli relativi alla verifica allo *stato limite ultimo* (D.M. 16 Gennaio 1996, *Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi* e delle relative istruzioni riportate nella Circolare 4 luglio 1996 n.156):

$$F_d = \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_q \cdot Q_{IK} + \gamma_q \cdot \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{Ki});$$

ove le azioni variabili sulla struttura vengono definite mediante i seguenti parametri:

G_K = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_K = valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{K1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo (0.7)

$\gamma_g = 1.4$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_p = 0.9$ (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

$\gamma_q = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

In zona sismica si considerano due combinazioni:

- solo carichi verticali

$$F_d = \gamma_G \cdot G_K + \gamma_q \cdot Q_K;$$

essendo Q_K il valore caratteristico delle azioni accidentali ed avendo assunto $\gamma_g = 1.4$ e $\gamma_q = 1.5$;

- carichi verticali ed azioni sismiche;

nel caso di stato limite ultimo deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

$$F_d = \gamma_I \cdot E + G_K + \psi_2 \cdot Q_K;$$

essendo:

$\gamma_I \cdot E$ l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_I fattore di importanza;

G_K il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali;

ed assumendo:

$\psi_2=0.60$ per la destinazione d'uso uffici aperti al pubblico ai piani
e $\psi_2=0.20$ in copertura;

$\gamma_I=1.0$ per edifici ordinari.

L'altezza del solaio è stata valutata nel rispetto della normativa vigente (D.M. 9 gennaio 1996) tenendo conto che lo spessore dei solai "a orditura unidirezionale e che non siano di semplice copertura" non deve essere minore di 1/25 della luce di calcolo e dotato di una soletta di spessore non inferiore a 4 cm. Nel caso in esame si è assunto $H_{\text{solaio}} = 24$ cm.

La determinazione dei carichi che gravano sulla struttura è stata effettuata facendo riferimento alla superficie unitaria di solaio:

soletta	$0,04 \cdot 25 =$	1.00 kN/m ²
travetti+laterizi		2.50 kN/m ²
intonaco	$0,02 \cdot 20 =$	0.40 kN/m ²
massetto+pavimento (2 cm)		0.70 kN/m ²
incidenza tramezzi		1.00 kN/m ²
	$G =$	5.60 kN/m²

Nella valutazione dei carichi verticali fissi si tiene, ovviamente, conto anche del peso dei vari elementi strutturali (travi, pilastri, ecc.) messo in conto automaticamente dal programma di analisi strutturale utilizzato.

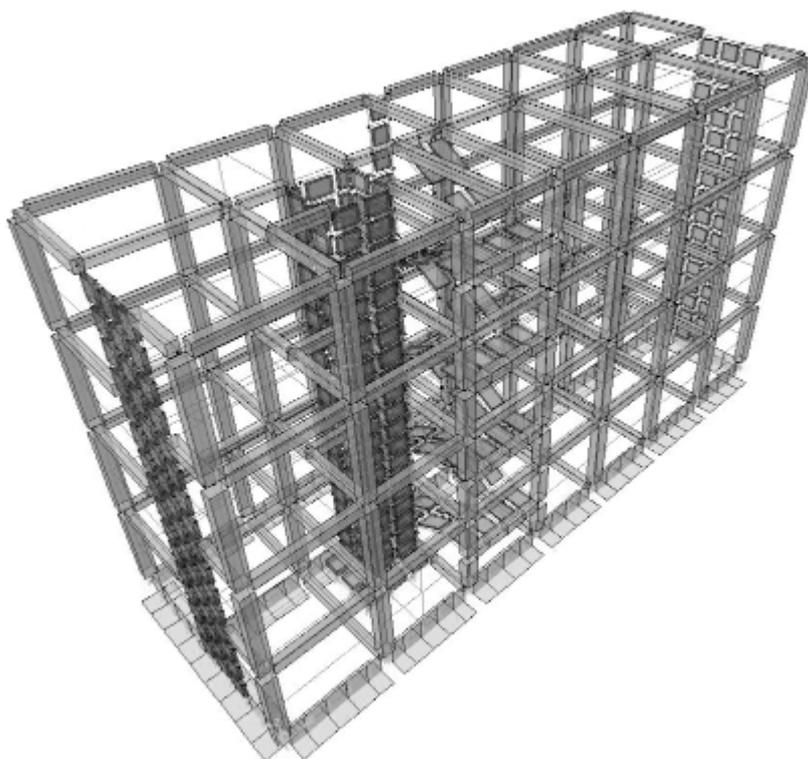
Il carico accidentale Q è fornito dal D.M. 16 gennaio 1996 nella misura di 3.00 kN/m² per "ambienti suscettibili di affollamento (uffici aperti al pubblico)" e di 1.00 kN/m² per "coperture con carico da neve".

Una volta determinati i carichi, si è proceduto, al dimensionamento di travi e pilastri.

2.5. Modello di calcolo

Nel caso in esame, per poter effettuare l'analisi dinamica modale con spettro di risposta, si è messo a punto un modello di calcolo *spaziale* definito dalla linea d'assi degli elementi strutturali a trave; è stata anche considerata la rigidezza dei nodi mediante l'inserimento di conci rigidi alle estremità degli elementi (*end off-set*). Il tipo di elementi finiti utilizzati per l'analisi sono elementi trave (*frame*) ed elementi bidimensionali (*shell*); per le travi di fondazione si è utilizzato un modello di trave su suolo elastico alla Winkler. Il modello (fig. 3), ammettendo valida l'ipotesi di *impalcato infinitamente rigido*, è caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun impalcato,

Fig. 3 - Modello agli elementi finiti della struttura.



che ne definiscono compiutamente il comportamento dinamico d'assieme, costituiti dalle traslazioni orizzontali, nelle due direzioni ortogonali, del baricentro dell'impalcato e dalla rotazione intorno all'asse verticale.

A ciascuno di questi gradi di libertà va associata una massa o, equivalentemente, un peso sismico, che vanno determinati secondo quanto previsto dalla norma (tab. 1).

L'analisi modale del modello tridimensionale dell'edificio è stata effettuata considerando un numero di modi di vibrare sufficiente a soddisfare la richiesta contenuta al punto 4.5.3 dell'OPC, in modo da garantire che almeno l'85% della massa totale dell'edificio sia messa in conto nella successiva analisi sismica con lo spettro di progetto.

Per dare giustificazione del buon comportamento dinamico della struttura analizzata si riportano nelle figure 4, 5 e 6 i primi tre modi di vibrazione, rappresentati in pianta.

Tab. 1 - Masse e momenti d'inerzia polari sismici di piano

Piano	Massa (t)	Inerzia polare (t m ²)	X _G (m)	Y _G (m)
I	243	11819	13.94	4.66
II	243	11819	13.94	4.66
III	243	11819	13.94	4.66
Cop.	182	10401	14.04	4.66

Fig. 4 - 1° modo di vibrare T=0.552s

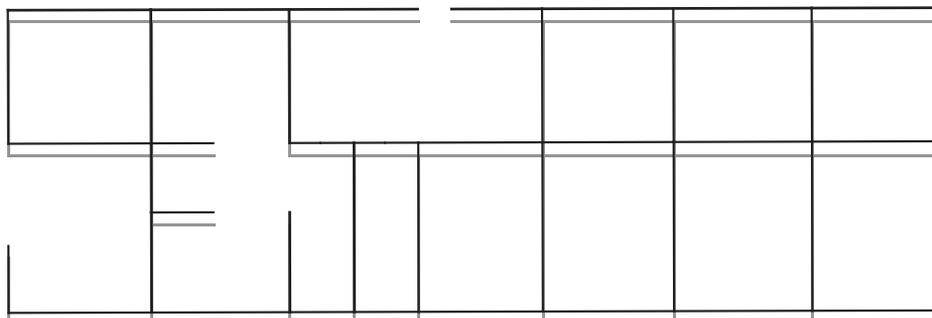


Fig. 5 - 2° modo di vibrare T=0.481s

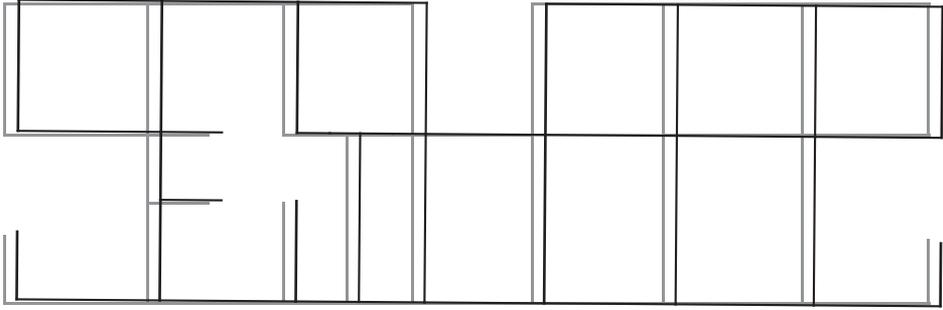
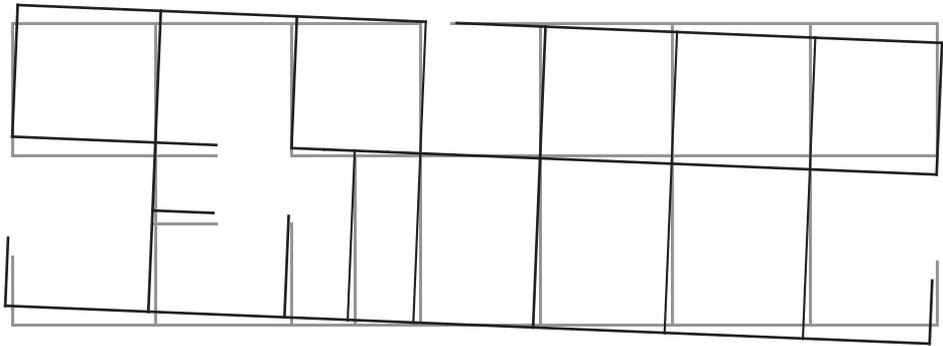


Fig. 6 - 3° modo di vibrare T=0.365s



La combinazione degli effetti, conseguenti all'applicazione delle forze modali, operata per ottenere le caratteristiche di sollecitazione e gli spostamenti in condizioni sismiche è stata effettuata attraverso la *combinazione quadratica completa (CQC)*, in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di vibrazione di ciascuno modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, si è considerata un'*eccentricità accidentale*, spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano, in direzione perpendicolare all'azione sismica; le eccentricità considerate sono pari ± 1.38 m in direzione X ($D_x = 5\%$ di 27 m) e pari 0.45 m in direzione Y ($D_y = 5\%$ di 9 m). Pertanto sono stati messi a punto quattro modelli, agli ele-

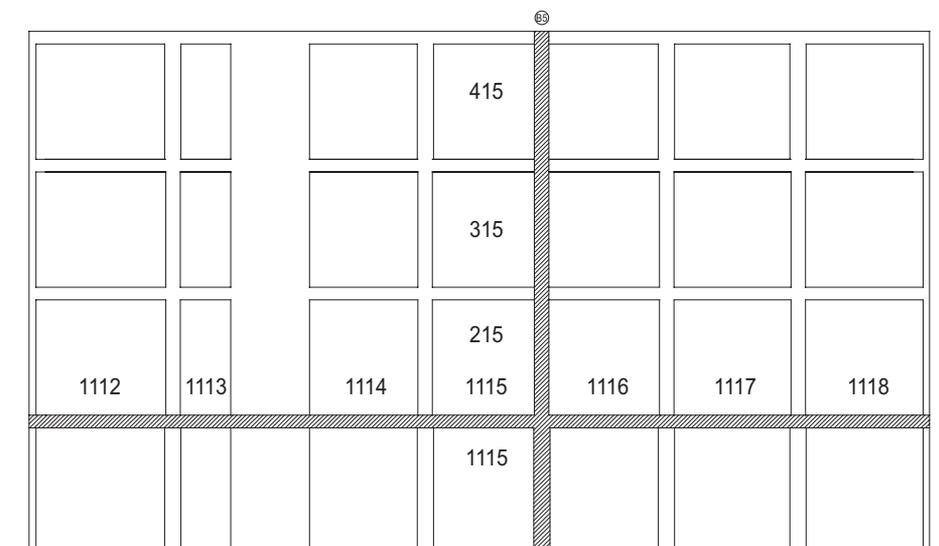
menti finiti, distinti. I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente (sollecitazioni) sono combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. A questi, vanno poi sommati per ciascuna combinazione, i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali secondo quanto prescritto dalla norma.

2.6. Verifiche allo SLU

2.6.1. Progetto della travata 1112-1113-1114-1115-1116-1117-1118

Negli schemi riportati nelle figure 7 e 8 sono evidenziati gli elementi strutturali progettati; in questa presentazione si riportano solo i risultati ottenuti e gli schemi costruttivi della travata al P1° del telaio longitudinale e di una pilastrata interna.

Fig. 7 - Telaio longitudinale, travata e pilastrata dimensionate



In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con i coefficienti parziali di sicurezza γ_m , normalmente applicati anche per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo. I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni di carico di cui al punto 3.3 dell'OPC.

Nella figura 9 si riportano i diagrammi involuppo dei momenti flettenti di progetto, ottenuti applicando le combinazioni di carico previste dall'OPC per la travata in esame.

Le analisi sono state condotte con quattro modelli dinamici che tengono conto delle due direzioni di applicazione dell'azione sismica e dello spostamento del centro di massa per effetto dell'eccentricità accidentale (Sisma *X sup*, Sisma *X inf*, Sisma *Y dx* e Sisma *Y sx*). I momenti flettenti involuppo rap-

Fig. 8 - Telaio trasversale, pilastrata dimensionata

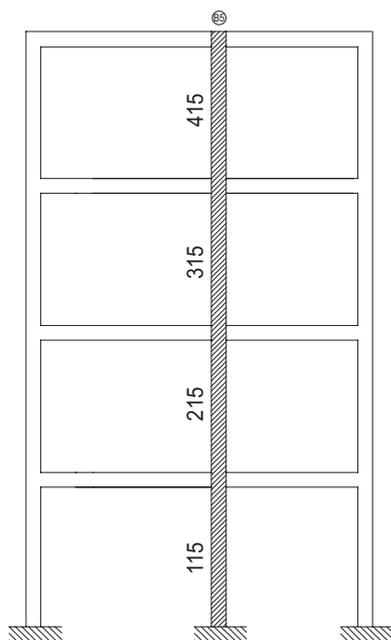
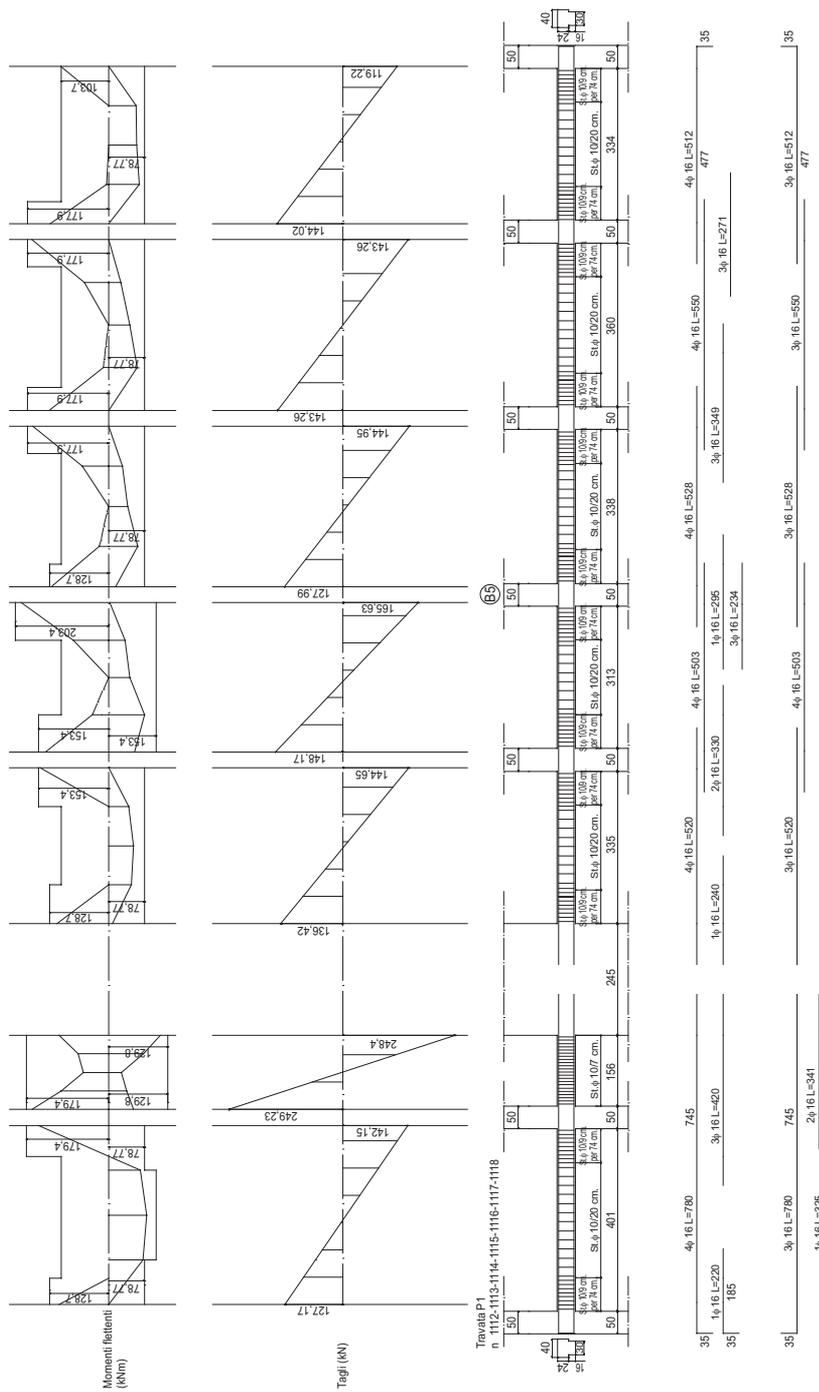


Fig. 9 - Diagramma delle caratteristiche di sollecitazione (taglio e momento flettente) e schema d'armature per la travata del primo livello



presentano la combinazione delle azioni sismiche previste dalla norma (ossia $\pm X \pm 30\% Y$ e $\pm Y \pm 30\% X$) a cui si aggiungono quelle non sismiche ($G_k + 0.6 Q_k$).

Le sollecitazioni di calcolo sono state amplificate, secondo quanto stabilito dal D.M. 9 gennaio 1996. In particolare l'armatura longitudinale è stata dimensionata per resistere al momento sollecitante M_{sdu} (V) pari a:

$$M_{sdu}(V) = M_{sdu} + V_{sdu} \cdot a_1;$$

con V_{sdu} = taglio di calcolo e $a_1 = 0.9 \cdot d = 0.33$ m (armatura a taglio: staffe, $d = 37$ cm).

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale, è necessario che vengano rispettate delle condizioni sui dettagli di armatura degli elementi.

In ogni sezione della trave, il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore, devono essere compresi tra i seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}}$$

ove: ρ è il rapporto geometrico di armatura $\rho = A_s / (b \cdot h)$ oppure $A_i / (b \cdot h)$, A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore, mentre f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in N/mm²).

Nel caso in esame, con una sezione a 'T' $b_{sup} = 40$ cm, $b_{inf} = 30$ cm, $h_1 = 24$ cm, $h_2 = 16$ cm e acciaio Feb44k, si ricava:

- per l'armatura superiore $A_{s,min} = 3.9$ cm² (2 ϕ 16), $A_{s,max} = 19.53$ cm² (10 ϕ 16),
- per l'armatura inferiore $A_{s,min} = 5.2$ cm² (3 ϕ 16), $A_{s,max} = 26.05$ cm² (13 ϕ 16).

Per le strutture in CD "A", al fine di escludere la formazione di meccanismi di rottura fragile a taglio, gli sforzi di taglio di calcolo, si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati per il fattore $\gamma_{Rd} = 1.20$.

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte e considerando i due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

Per la verifica a taglio per le strutture in CD "A" il contributo del calcestruzzo alla resistenza al taglio viene considerato nullo, considerando esclusivamente il contributo dell'acciaio.

Il calcolo di detto valore viene eseguito così come indicato dal D.M. 9 gennaio 1996:

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0.9 \cdot d}{s} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)).$$

In tale espressione α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale posta ad interasse s e d è l'altezza utile della sezione.

Nel caso in esame $\alpha = 90^\circ$ (staffe verticali) mentre $s = 8 \text{ cm}$ in quanto nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, devono essere previste staffe di contenimento ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale ($37/4 = 9.25 \text{ cm}$),
- 15 cm ,
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche ($6 \varphi 16 = 9.6 \text{ cm}$).

2.6.2. Progetto della pilastrata 115-215-315-415

In ogni sezione, il progetto dei pilastri viene eseguito considerando una sollecitazione di *presso-flessione composta* in quanto per effetto della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali X e Y, in ogni sezione sono sempre presenti sia M_x che M_y .

I momenti flettenti di calcolo, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni di carico di cui al punto 3.3 dell'OPC.

Si riportano nella figura 10 i valori relativi al momento flettente nella direzione X e nella direzione Y di calcolo ed i valori dei medesimi amplificati secondo il metodo della gerarchia delle resistenze, assieme al corrispondente valore dello sforzo normale.

Per le strutture in CD "A", i momenti flettenti di progetto si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi (sollecitazioni di calcolo) per il fattore di amplificazione α . Il fattore di amplificazione, il cui scopo è quello di garantire che i pilastri si possano plasticizzare solo dopo la completa plasticizzazione delle travi, secondo il criterio della gerarchia delle resistenze è dato dall'espressione:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{RT}}{\sum M_P},$$

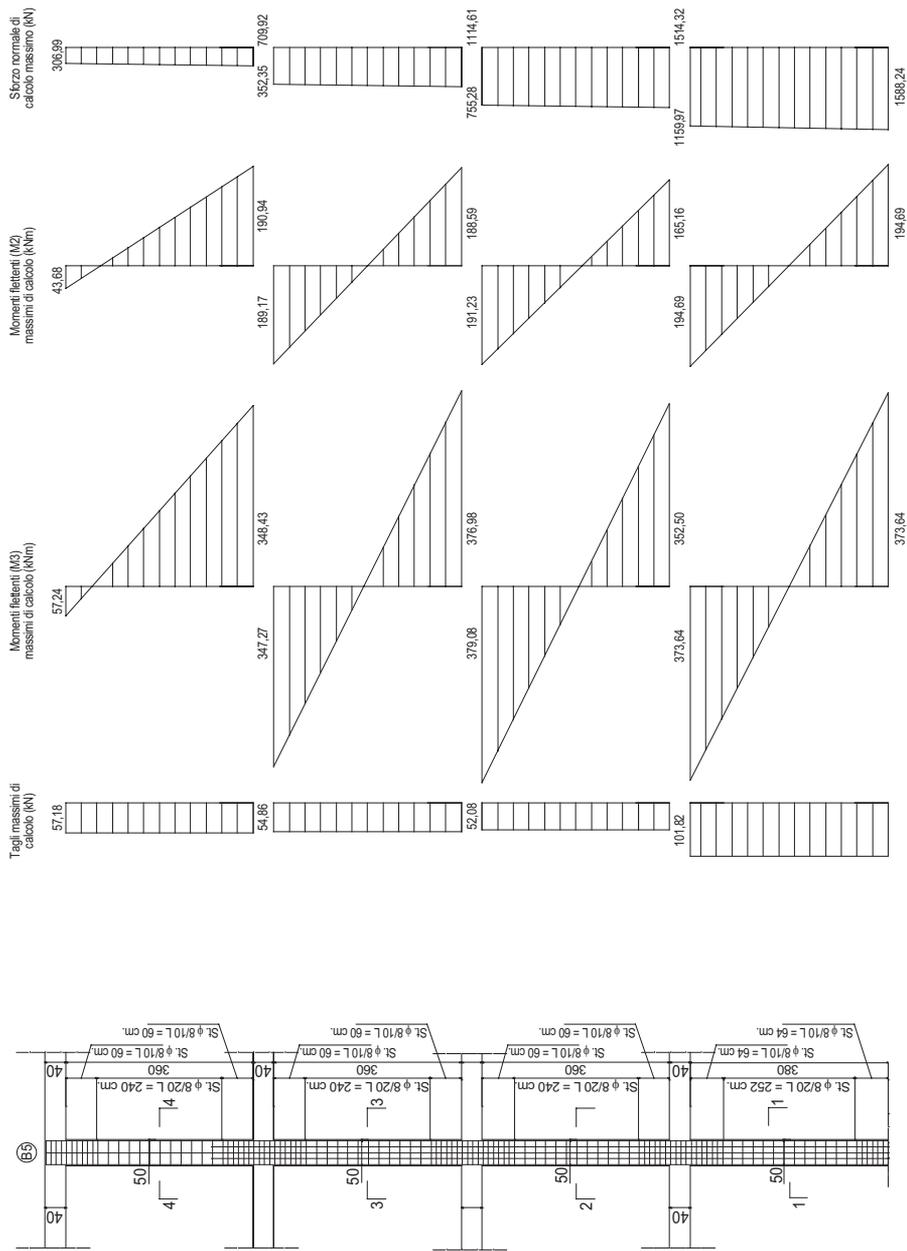
nella quale: $\gamma_{Rd}=1.20$; $\sum M_{RT}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo secondo una direzione e aventi verso concorde; $\sum M_P$ è la somma dei momenti nei pilastri al di sopra e al di sotto del medesimo nodo, ottenute dall'analisi.

Nel caso in cui i momenti nei pilastri abbiano verso discorde, il solo valore maggiore va posto al denominatore della formula di α , mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi. Il fattore di amplificazione α deve essere calcolato per entrambi i versi dell'azione sismica, applicando il fattore di amplificazione ottenuto per ciascun verso dei momenti calcolati nei pilastri con l'azione agente in una direzione, secondo il medesimo verso.

Non si applicano fattori di amplificazione alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Per le sezioni di base dei pilastri del piano terra si applica il mag-

Fig. 10 - Sollecitazione di calcolo per la pilastrata



giore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento amplificato utilizzato per la sezione di sommità del pilastro.

Al valore dei momenti ottenuti applicando la procedura suddetta deve essere poi associato il corrispettivo valore dello sforzo normale ottenuto dall'analisi per ciascuna direzione e verso dell'azione sismica.

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale, è necessario che vengano rispettate alcune condizioni sui dettagli di armatura degli elementi strutturali. Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% < A/A_c < 4\%,$$

con A area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro. Nel caso in esame, con una sezione 50×40 si ricava:

$$A_{s,\min} = 20 \text{ cm}^2 (7\phi 20),$$

$$A_{s,\max} = 80 \text{ cm}^2 (25\phi 20).$$

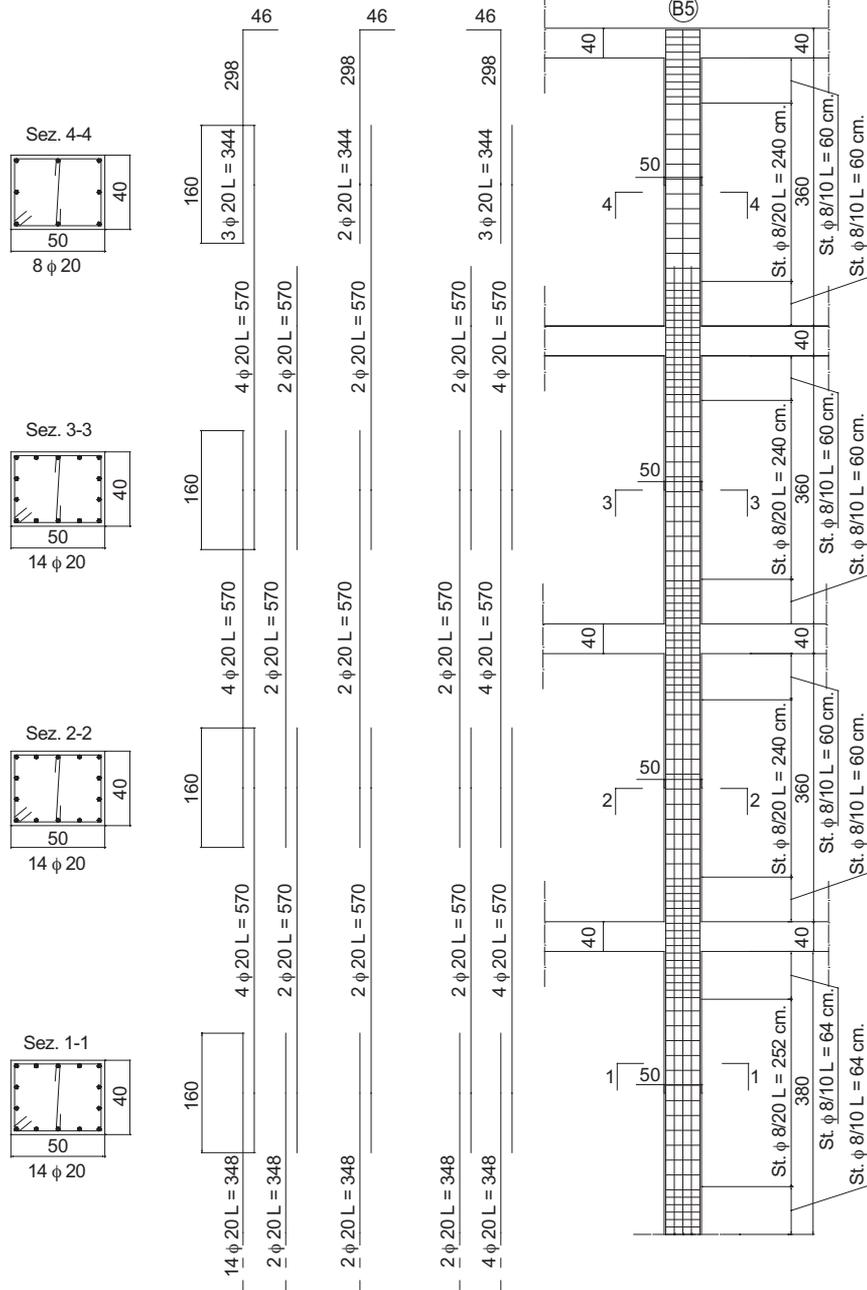
Per le strutture in CD "A", al fine di escludere la formazione di meccanismi fragili di rottura a taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri, da utilizzare per le verifiche e per il dimensionamento delle armature, si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore (M_{sRp}) ed inferiore (M_{iRp}).

Alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza pari al lato maggiore della sezione trasversale (50 cm) e ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale ($40/4=10 \text{ cm}$);
- 15 cm;
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano ($6\phi 20=12 \text{ cm}$);

Tenendo presente anche le limitazioni fornite dal D.M. 9 gennaio 1996, si riporta nella figura 11 lo schema delle armature longitudinali e trasversali della pilastrata.

Fig. 11 - Schema armature della pilastrata



3. La progettazione secondo le disposizioni del Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996

Il precedente riferimento normativo per le costruzioni in zona sismica in Italia, Decreto Ministeriale del Ministero dei Lavori Pubblici 16 gennaio 1996 (DM), è tuttora applicabile in alternativa alle nuove disposizioni dell'Ordinanza 3274/2003. Come noto il DM non contiene un esplicito riferimento alla duttilità strutturale; tale riferimento è invece contenuto nella Circolare ministeriale n. 65 del 10/04/97, la quale fornisce indicazioni circa la disposizione delle armature negli elementi strutturali in accordo sostanziale con le indicazioni contenute nell'Eurocodice 8. Anche se tale Circolare non è stata ritenuta vincolante per i progettisti, si è deciso di applicare al caso studiato le prescrizioni in essa contenute per rendere confrontabile la progettazioni svolta con quelle definite attraverso le altre disposizioni analizzate.

3.1. Individuazione della zona sismica

La norma divide il territorio nazionale in *tre zone* con diverso grado di sismicità S . Nel caso in esame si è assunta la zona sismica con grado di sismicità pari a 9 (ex II Categoria).

3.2. Descrizione della struttura e scelta dei materiali

Oltre alla normativa sismica di riferimento, la struttura in esame è stata dimensionata seguendo le prescrizioni contenute nella normativa vigente ed, in particolare, nel D.M. 09/01/96 *Norme per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche* e nel D.M. 16/01/96 *Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*.

La progettazione è stata condotta per lo stesso edificio ed utilizzando gli stessi materiali adottati per la progettazione con l'Ordinanza 3274/2003 (vedi punto 2.2).

3.3. Determinazione dello spettro per lo SLU

Si è fatto uso del metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione:

$$a/g = C \cdot I \cdot R;$$

dove:

a è l'accelerazione spettrale;

g è l'accelerazione di gravità;

I è il coefficiente di protezione sismica (I=1);

R è funzione del periodo di vibrazione del modo di vibrare considerato ed ha espressione

$$\text{per } T > 0,8 \text{ secondi; } R = 0,862/T^{2/3}$$

$$\text{per } T < 0,8 \text{ secondi; } R = 1,0.$$

3.4. Combinazioni di carico ed analisi per carichi verticali

Le sollecitazioni, per la verifica allo stato limite ultimo, devono essere valutate con la formula di combinazione:

$$\alpha'_p \pm \gamma_E \alpha,$$

in cui α sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale, γ_E è pari a 1,5, mentre α'_p si valuta con riferimento alla seguente combinazione, espressa in forma convenzionale:

$$\alpha'_p = \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_q \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ik});$$

G_K è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_K è il valore caratteristico della forza di precompressione;

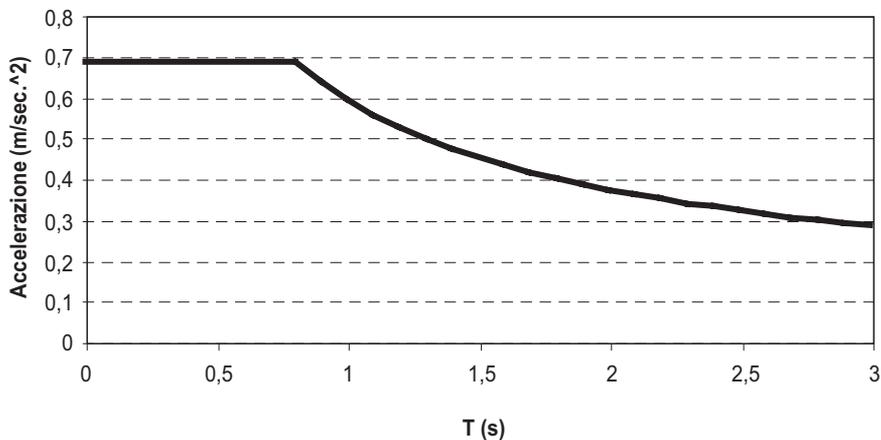
Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} sono i valori caratteristici delle azioni variabili fra loro indipendenti;

ψ_{0i} è un coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo.

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi verticali si rimanda a quanto già riportato al punto 2.4.

Fig. 12 - Spettro di progetto adottato per la definizione delle azioni



3.5. Modello di calcolo

Anche in questo caso per poter effettuare l'analisi dinamica modale con spettro di risposta è stato messo a punto un modello di calcolo *spaziale*, in modo analogo a quanto descritto al punto 2.5.

A ciascuno dei gradi di libertà associati ai movimenti di piano, viene associato un peso sismico (e quindi la corrispondente massa) che, secondo quanto previsto dalla norma viene definito come segue:

$$W_i = G_i + s \cdot Q_i$$

dove G_i è il peso permanente dell'*i*-esimo piano,

Q_i è il sovraccarico accidentale del piano *i*-esimo,

s è il coefficiente riduttivo (nel caso in esame $s = 0.5$).

L'analisi modale associata allo *spettro di progetto* è da considerarsi il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto ed è stata applicata al modello tridimensionale dell'edificio. Le indicazioni contenute nel DM circa il numero di modi da considerare nell'analisi è praticamente coincidente con quella contenuta nell'OPC. Nelle figure 13, 14 e 15 sono riportati i primi tre modi di vibrare, rappresentati in pianta.

La combinazione degli effetti, conseguenti all'applicazione delle forze modali, operata per ottenere le caratteristiche di sollecitazione e gli spostamenti in condizioni sismiche, è stata effettuata attraverso la *combinazione quadratica (SRSS)*, mettendo in conto un numero di modi suffi-

Tab. 2 - Masse e momenti d'inerzia polari sismici di piano

Piano	Massa (t)	Inerzia polare (t m ²)	X _G (m)	Y _G (m)
I	245	11920	13.93	4.66
II	245	11920	13.93	4.66
III	245	11920	13.93	4.66
Cop.	176	9949	14.02	4.66

ciente ad eccitare più dell'85% della massa totale della struttura.

Nel caso di analisi dinamica non è previsto di considerare eccentricità aggiuntive e i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle

Fig. 13 - 1° modo di vibrare $T=0.589s$

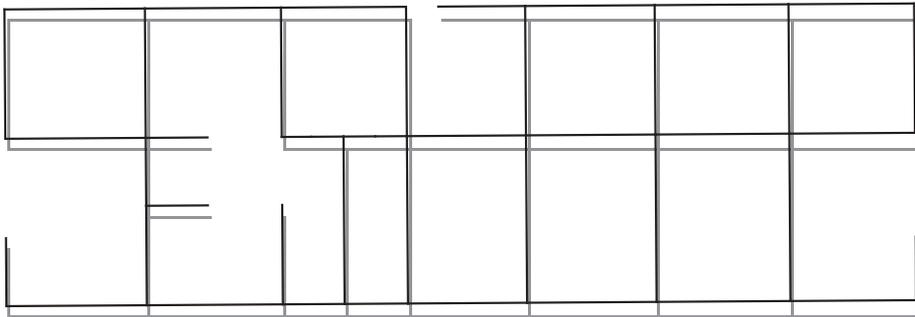


Fig. 14 - 2° modo di vibrare $T=0.572s$

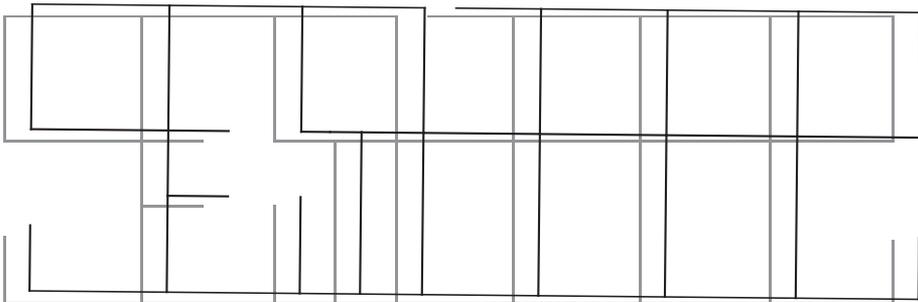
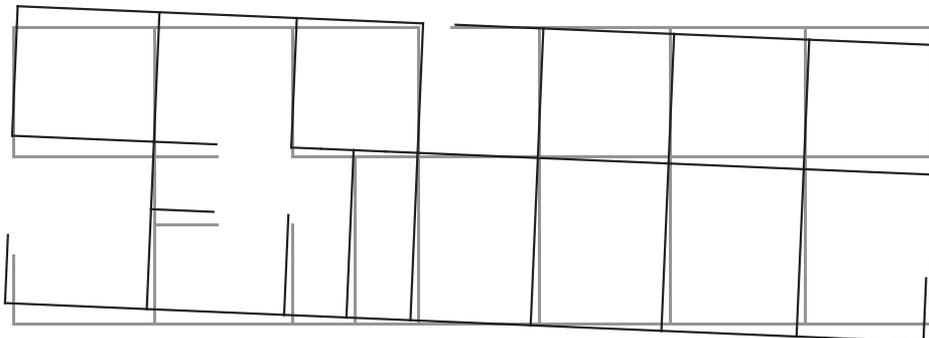


Fig. 15 - 3° modo di vibrare $T=0.389s$



due azioni orizzontali applicate separatamente (sollecitazioni) non sono combinati tra di loro ma solo ai valori delle sollecitazioni ottenute per effetto dei carichi verticali secondo quanto prescritto nella norma.

3.6. Verifiche allo SLU

3.6.1. Progetto della travata 1112-1113-1114-1115-1116-1117-1118

Si sono progettati gli stessi elementi strutturali presi in esame con l'OPC, gli schemi a cui far riferimento sono quindi quelli riportati nelle figure 7 e 8.

3.6.2. Progetto della pilastrata 115-215-315-415

In ogni sezione, il progetto dei pilastri è eseguito considerando una sollecitazione di *presso-flessione composta*, perché pur non essendo prevista la combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali X e Y, le sollecitazioni indotte dal comportamento a telaio comportano che in ciascuna sezione siano sempre presenti sia M_x che M_y .

I momenti flettenti di calcolo sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni di carico di cui al punto 3.4.

Si riportano nella figura 17 i valori relativi al momento flettente nella direzione X e nella direzione Y di calcolo assieme al corrispondente valore dello sforzo normale.

Tenendo conto delle prescrizioni contenute nella Circolare n.65/1997 sono state disegnate le armature longitudinali e trasversali della travata (fig. 18).

Fig. 16 - Diagramma delle caratteristiche di sollecitazione (taglio e momento flettente) ed armature per la travata del primo livello

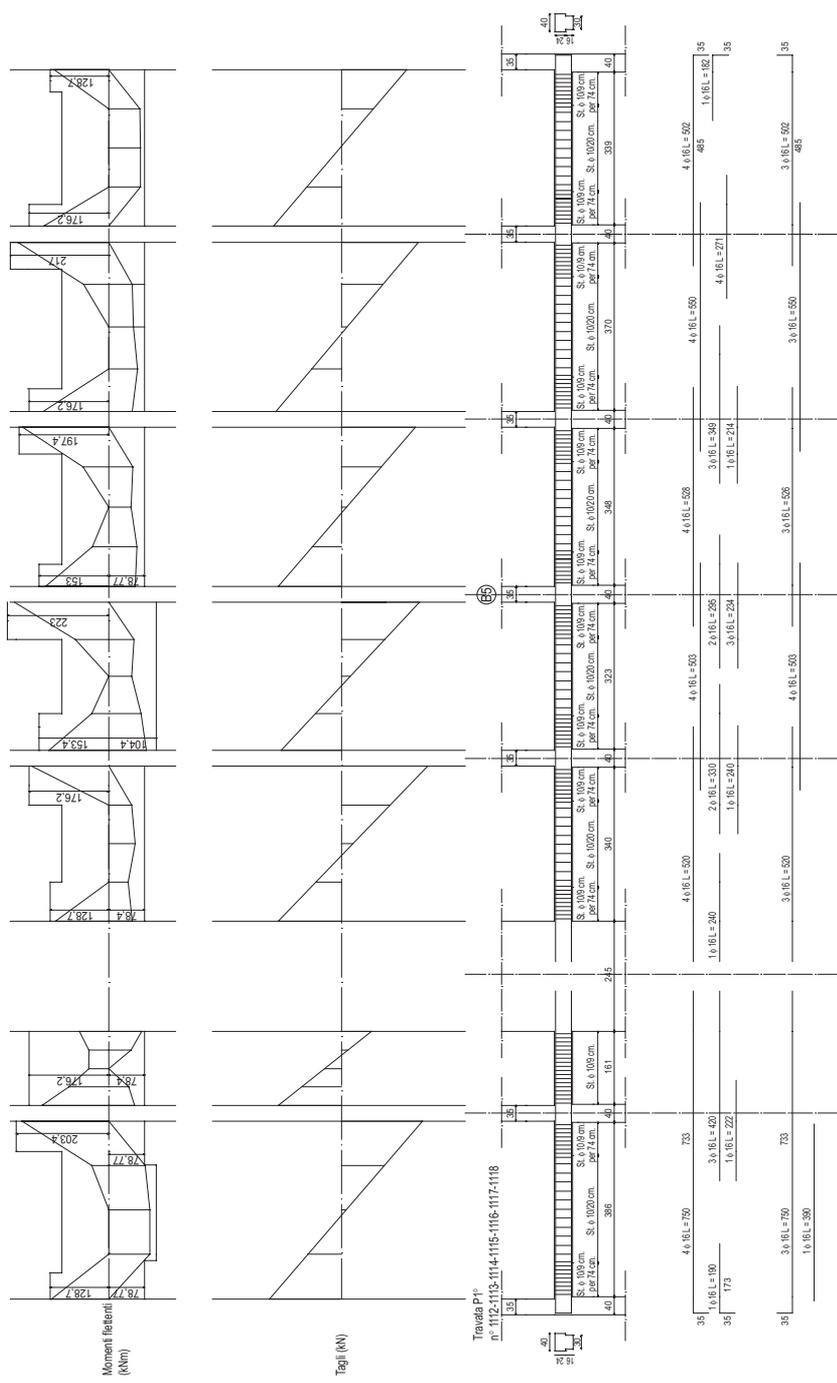


Fig. 17 - Sollecitazione di calcolo per la pilastrata

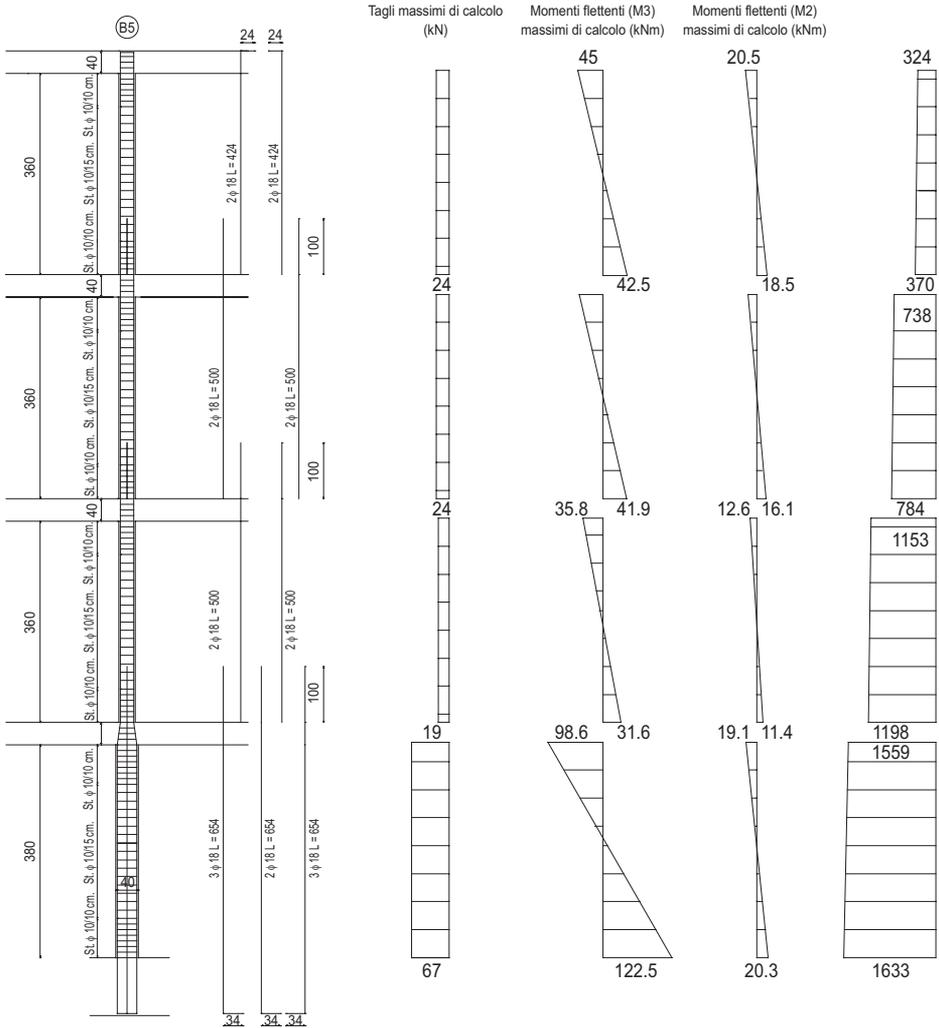
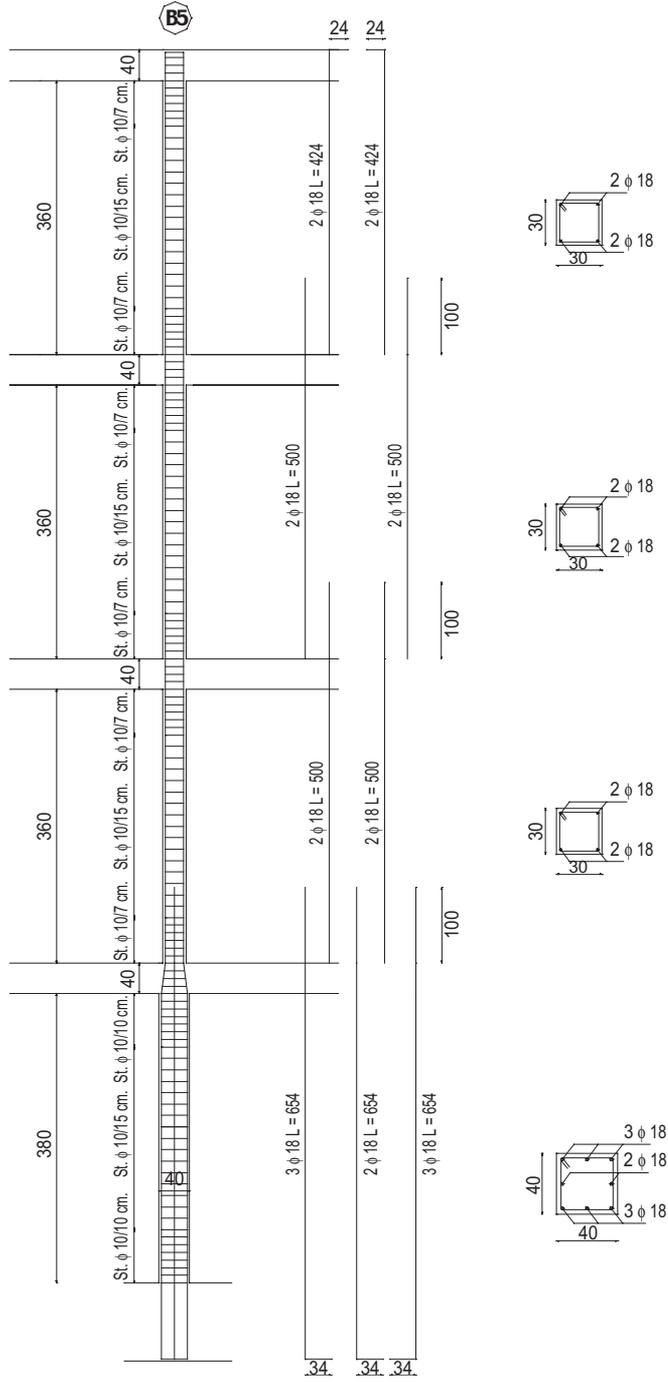


Fig. 18 - Schema armature della pilastrata



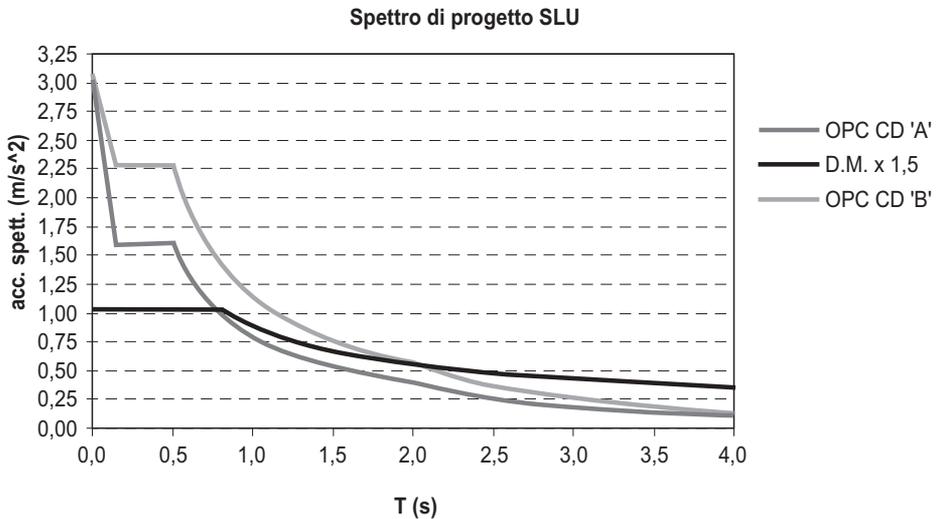
3.7. Ordinanza 3274/2003 e D.M. 16 gennaio 1996: un confronto

Il confronto degli spettri mette in evidenza come l'azione sismica definita con l'OPC sia notevolmente più alta di quella definita dal DM; naturalmente per confrontare i due spettri si è provveduto ad amplificare di 1.5 lo spettro del DM, in modo da poterlo confrontare con l'analisi allo SLU.

In particolare confrontando la zona piatta dello spettro si mette in evidenza come l'accelerazione spettrale dell'Ordinanza 3274 per una CD 'B' valga 2.281 m/s² e quella prodotta con una CD 'A' sia 1.597 m/s², mentre con il D.M. del 1996 vale 1.030 m/s².

Questo confronto potrebbe portare alla considerazione che la nuova norma, in particolare nella classe di duttilità bassa, porti a delle condizioni di progetto molto severe rispetto sia alla classe di duttilità alta (1.43 volte il valore di accelerazione spettrale) sia all'azione prevista dal DM (2.21 volte il valore di accelerazione spettrale). Questo risultato è, in

Fig. 19 - Confronto spettri DM e OPC (CD 'A' e 'B')



parte, da rivalutare alla luce delle diverse combinazioni di carico con le quali si combinano le condizioni di carico verticali e quelle orizzontali secondo le due normative:

$$\text{D.M. 1996: } F_d = \gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_q \cdot Q_{1K} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\varphi_{0i} \cdot Q_{iK});$$

$$\text{Ordinanza 3274: } F_d = \gamma_1 \cdot E + G_K + \varphi_2 \cdot Q_K.$$

Esse sono molto diverse tra loro; in particolare, nelle combinazioni di carico agli SLU previste nell'Ordinanza 3274, si sommano i contributi dei carichi permanenti per intero e dei variabili per una frazione, in relazione all'utilizzo dell'edificio, con l'azione sismica proveniente dallo spettro di progetto (amplificato del coefficienti d'importanza); nella combinazione agli SLU prevista dal DM, i carichi verticali permanenti devono invece essere amplificati del fattore 1.4 ed i sovraccarichi variabili del fattore 1.5 (dell'amplificazione dell'azione sismica del fattore 1.5, derivante dalla scelta del criterio di verifica agli stati limite, se ne è già tenuto conto per poter rendere confrontabili gli spettri di progetto sopra riportati).

Il raffronto tra i valori da considerare per le masse con il metodo previsto nell'OPC e quello nel DM non comporta variazioni di rilievo in quanto il coefficiente da associare ai sovraccarichi vale 0.50 nel DM e $0.60 \cdot 0.80 = 0.48$ per l'OPC (destinazione: uffici aperti al pubblico).

Le considerazioni sulle combinazioni di carico modificano in modo sostanziale l'influenza dell'azione sismica orizzontale rispetto alle azioni verticali nel progetto finale degli elementi. A sostegno di ciò, si riportano nella figura 20, gli involuppi del diagramma del momento flettente di progetto della travata di spina del telaio longitudinale al 1° piano.

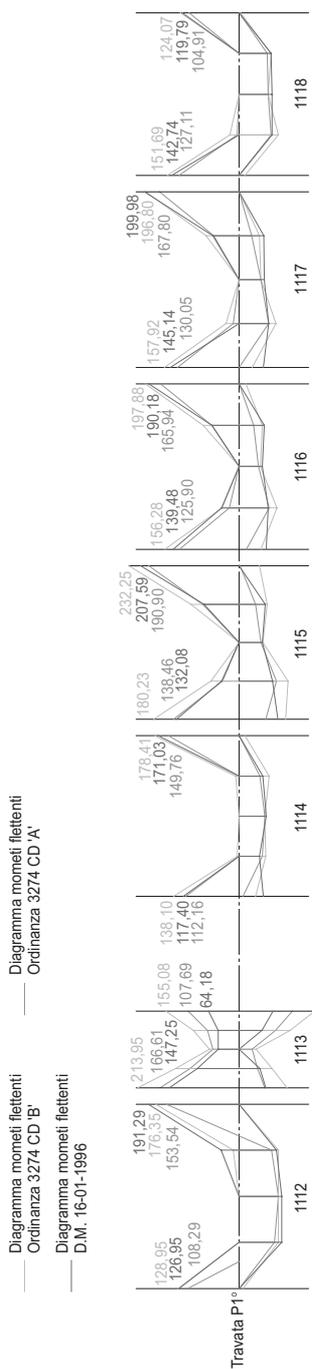
Come si vede dall'involuppo dei momenti flettenti, i valori di progetto del metodo secondo il DM si collocano generalmente a metà strada tra i valori di progetto dell'OPC in classe di duttilità bassa e quelli in classe di duttilità alta. Inoltre si può constatare come la distanza tra i vari valori dei momenti flettenti di progetto non sia così accentuata da neces-

sitare un cambio di sezione di calcestruzzo, ma necessita solamente una variazione di quantitativo di armatura da disporsi nelle travi.

Nel progetto dei pilastri secondo le due diverse normative di riferimento (OPC e DM) si riscontrano differenze significative dovute al fatto che con il nuovo metodo di progetto (OPC) ci si affida al criterio della gerarchia delle resistenze, il quale mira ad evitare la formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza degli elementi strutturali verticali. La verifica della sezione viene quindi messa a punto sulla base di momenti flettenti amplificati secondo un fattore "a" ottenuto imponendo un equilibrio al nodo nel quale alle estremità delle travi si considerano applicati i momento resistenti delle stesse (con il DM si va invece a progettare il pilastro direttamente con i valori del momento flettente che derivano dall'analisi).

Con riferimento alla pilastrata analizzata nel presente lavoro, la sezione trasversale che deriva dall'applicazione dell'OPC è più "robusta" (40x50 ad ogni livello) rispetto a quello che deriva dall'applicazione del DM (40x40 al primo livello, 30x30 ai livelli superiori). In particolare si osserva che il rispetto della gerarchia delle resistenze non consente la rastremazione della sezione verso l'alto, in quanto non varia in maniera sensibile il momento resistente delle travi in corrispondenza dei vari impalcati. Per quanto riguarda invece l'armatura a taglio, nel caso in esame, pur avendo progettato la pilastrata tenendo presente che si deve evitare la rottura per taglio, sono risultati determinanti i quantitativi minimi d'armatura imposti dall'OPC. Pertanto in tal senso non si riscontrano differenze fra i due progetti se si applica il DM con relativa Circolare n. 65 del 1997.

Fig. 20 - Diagramma delle caratteristiche di sollecitazione (taglio e momento flettente) per la travata del primo livello



4. La progettazione secondo le raccomandazioni statunitensi (Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 1999, SEAOC)

Per quanto riguarda le raccomandazioni adottate negli Stati Uniti, si è fatto riferimento alla settima edizione (anno 1999) delle *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, note anche come *SEAOC Blue Book* (SEAOC), predisposte dalla *Structural Engineers Association of California* per il progetto di strutture in zona sismica. Parallelamente a tali norme, il *Building Seismic Safety Council* (BSSC) ha messo a punto le raccomandazioni del *National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP) del 1997 che sono alla base dell'*International Building Code* (IBC) del 2000. Come noto le raccomandazioni SEAOC riflettono in gran parte i contenuti dell'*Uniform Building Code* (UBC), riferendosi inoltre alle disposizioni dell'*American Concrete Institute* (ACI) *ACI 318-02/318 R-02 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, utilizzate per il progetto degli edifici in cemento armato non soggetti a rischio sismico.

Il progetto dell'edificio è stato condotto secondo le raccomandazioni della *Structural Engineers Association of California* (SEAOC) *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* e le disposizioni dell'*American Concrete Institute* (ACI) *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-02) and *Commentary* (ACI 318R-02).

4.1. Individuazione della zona sismica

Per definire lo spettro elastico si è ipotizzato che la struttura sia situata in zona 3 (*seismic zone factor* $Z = 0.30$). Le SEAOC definiscono 5 zone come di seguito illustrato:

Zona	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

La scelta della zona sismica di progetto è stata effettuata in modo tale da avere uno spettro elastico analogo a quello usato per il progetto in conformità con l'OPC.

4.2. Descrizione della struttura e scelta dei materiali

Oltre alla normativa sismica di riferimento, la struttura in esame è stata dimensionata seguendo le prescrizioni contenute nelle disposizioni ACI citate; naturalmente la progettazione è stata condotta per lo stesso edificio ed utilizzando gli stessi materiali adottati per la progettazione precedente (vedi punto 2.2.).

4.3. Determinazione dello spettro di progetto allo SLU

Le raccomandazioni SEAOC prevedono essenzialmente due tipi di analisi: un'analisi statica equivalente, attraverso la quale si determina il valore del taglio alla base V_{static} , ed un'analisi dinamica lineare con spettro elastico (fig. 21).

Il valore di progetto V_D del taglio alla base dinamico (*dynamic design base shear*) viene determinato utilizzando il fattore R (*response modification coefficient*):

$$V_d = V_e/R$$

dove R è il prodotto di R_d (coefficiente rappresentativo della duttilità globale tipica del sistema) ed R_o (coefficiente di sovrarresistenza).

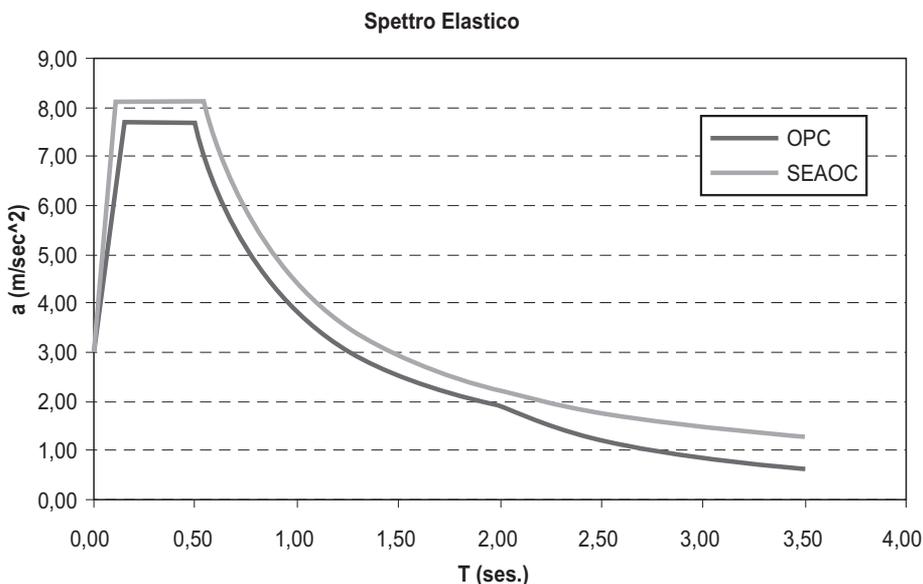
Il valore di questi due coefficienti dipende dai seguenti fattori:

- a) caratteristiche della risposta dinamica;
- b) resistenza alle azioni laterali;
- c) sovra resistenza (*strain hardening* o *softening*);
- d) capacità di dissipare energia;
- e) duttilità del sistema costruttivo;
- f) ridondanza strutturale.

Se dall'analisi risulta $V_d < V_{static}$ si deve tenere presente che in ogni caso non è possibile assumere $V_d < 0.9V_{static}$ nel caso in cui si faccia uso dello spettro di cui sopra.

Per le strutture irregolari addirittura è previsto che V_d non possa essere minore di V_{static} .

Fig. 21 - Confronto degli spettri elastici OPC e SEAOC



Per quanto riguarda il fattore R è stato assunto pari ad 8.5, ovvero:

$$R = R_d R_o = 3.4 \cdot 2.5 = 8.5$$

Dall'analisi dinamica modale risulta però che $V_d < 0.9 V_{static}$, pertanto è stato assunto in definitiva $R = 5.8$, in corrispondenza del quale $V_d = 0.9 V_{static}$.

Pertanto il coefficiente di duttilità R che deriva dalle SEAOC risulta maggiore rispetto al coefficiente dell'OPC ($q = 4.80$).

Questa stretta relazione fra analisi statica equivalente e analisi dinamica modale non trova alcuna corrispondenza nelle altre normative prese a riferimento.

4.4. Combinazioni di carico ed analisi per carichi verticali

Le combinazioni da utilizzare per i carichi verticali (permanententi e variabili) e per quelli orizzontali (accidentali di tipo sismico) sono di seguito riportate:

- solo carichi verticali:

$$F_d = 1.2D + 1.6L + 0.5S;$$

- carichi verticali ed azioni sismiche:

$$F_d = E + 1.2D + f_1L + f_2S;$$

dove D è il peso proprio, L è il carico accidentale (*live load*) e S è il carico della neve. f_1 può assumere essenzialmente due valori: 1 per locali pubblici affollati, 0.5 negli altri casi. Le SEAOC prevedono quindi una formula di combinazione abbastanza simile a quella proposta dall'OPC: 1.2 anziché 1 per i carichi permanententi, e 0.5 anziché 0.6 per i carichi accidentali. La combinazione prevista per il DM è invece molto diversa, visto che i carichi verticali permanententi ed accidentali devono essere amplificati rispettivamente con coefficienti pari a 1.4 e 1.5; anche l'azione sismica deve essere amplificata con coefficiente pari ad 1.5, nel caso in cui le verifiche vengano condotte con il metodo agli stati limite.

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi verticali si rimanda a quanto già riportato al punto 2.4.

4.5. Modello di calcolo

Nella valutazione dei pesi sismici è previsto di considerare almeno il 25% delle masse relative agli accidentali, mentre è consentito di trascurare il sovraccarico della neve quando questo è inferiore a 1,44 kN/m².

L'analisi modale associata è stata applicata al modello tridimensionale dell'edificio. Nelle figure 22, 23 e 24 sono riportati i primi tre modi di vibrare, rappresentati in pianta.

La combinazione degli effetti, conseguenti all'applicazione delle

Tab. 3 - Masse e momenti d'inerzia polari sismici di piano

Piano	Massa (t)	Inerzia polare (t m ²)	X _G (m)	Y _G (m)
I	228	10664	13.90	4.66
II	228	10664	13.90	4.66
III	228	10664	13.90	4.66
Cop.	169	9396	14.01	4.66

Fig. 22 - 1° modo di vibrare T=0.539s

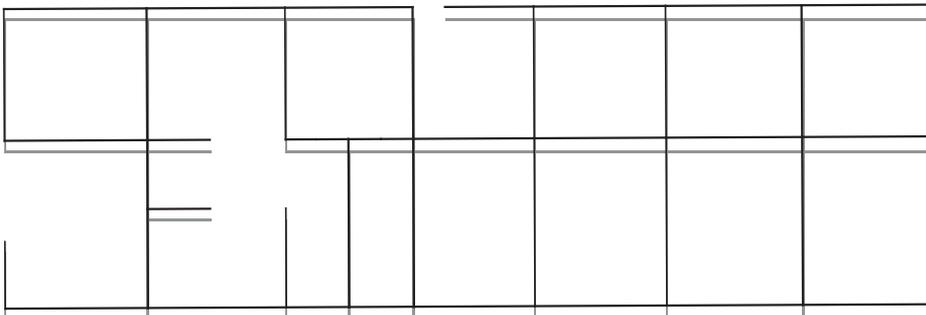


Fig. 23 - 2° modo di vibrare T=0.470s

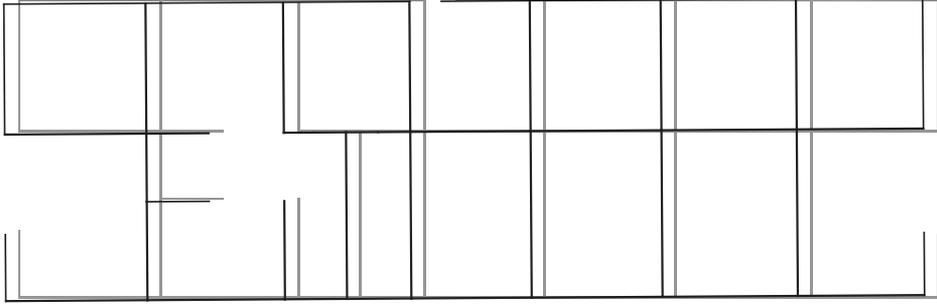
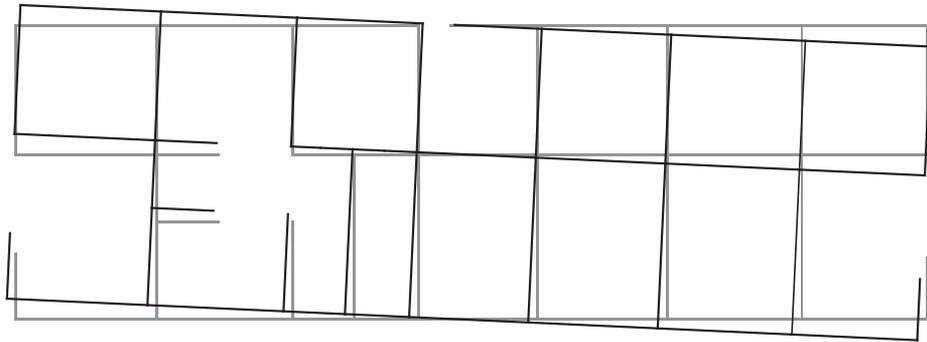


Fig. 24 - 3° modo di vibrare T=0.355s



forze modali, operata per ottenere le caratteristiche di sollecitazione e gli spostamenti in condizioni sismiche, è stata effettuata attraverso la combinazione quadratica completa (CQC), mettendo in conto un numero di modi sufficiente ad eccitare più del 90% della massa totale della struttura.

Nel caso di analisi dinamica è previsto di considerare eccentricità aggiuntive (5%) e i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente (sollecitazioni) non sono combinati tra di loro ma solo ai valori delle sollecitazioni ottenute per effetto dei carichi verticali, secondo quanto prescritto nelle raccomandazioni. Il taglio alla base ottenuto dall'analisi dinamica modale è risultato inferiore al 90% di quello statico; quindi l'analisi strutturale è stata condotta con le azioni sismiche dedotte dal metodo statico.

4.6. Verifiche allo SLU

4.6.1. Progetto della travata 1112-1113-1114-1115-1116-1117-1118

Si sono progettati gli stessi elementi strutturali presi in esame con l'OPC; gli schemi a cui far riferimento sono quindi quelli riportati nelle figure 7 e 8.

Il progetto delle travi a flessione è stato condotto con ridistribuzione dei momenti flettenti in corrispondenza della seguente combinazioni dei carichi (verticali + sismici):

$$F_d = E + 1.2 \cdot D + f_1 \cdot L + f_2 \cdot S$$

Tenendo conto che tale operazione deve essere fatta per entrambi i versi dell'azione sismica, la ridistribuzione è stata condotta attraverso la riduzione dei momenti negativi alle estremità delle travi. Tali momenti sono stati ridotti, quando possibile e dove conveniente, del 30%. È stato garantito inoltre che il momento positivo all'estremità delle travi non sia inferiore al 50% del momento negativo ottenuto dalla ridistribuzione. L'obiettivo delle SEAOC è quello di rendere simili i valori di calcolo dei momenti positivi e dei momenti negativi.

Nella figura 25 viene indicato, in maniera schematica, il tipo di ridistribuzione dei momenti nella travata esaminata ed in corrispondenza di un verso dell'azione sismica.

La ridistribuzione deve essere fatta nel rispetto delle condizioni di equilibrio, ovvero deve risultare costante la somma dei momenti relativi alla travata in esame:

$$\sum_i M_{ci} = \text{cost}$$

Con riferimento alla figura 26 seguente deve risultare:

$$M_{12} + (M_{21} + M_{23}) + M_{32} = \text{cost}$$

Le percentuali minime d'armatura a flessione sono (ACI 318-02):

Fig. 25 - Schema della redistribuzione dei momenti flettenti in una travata

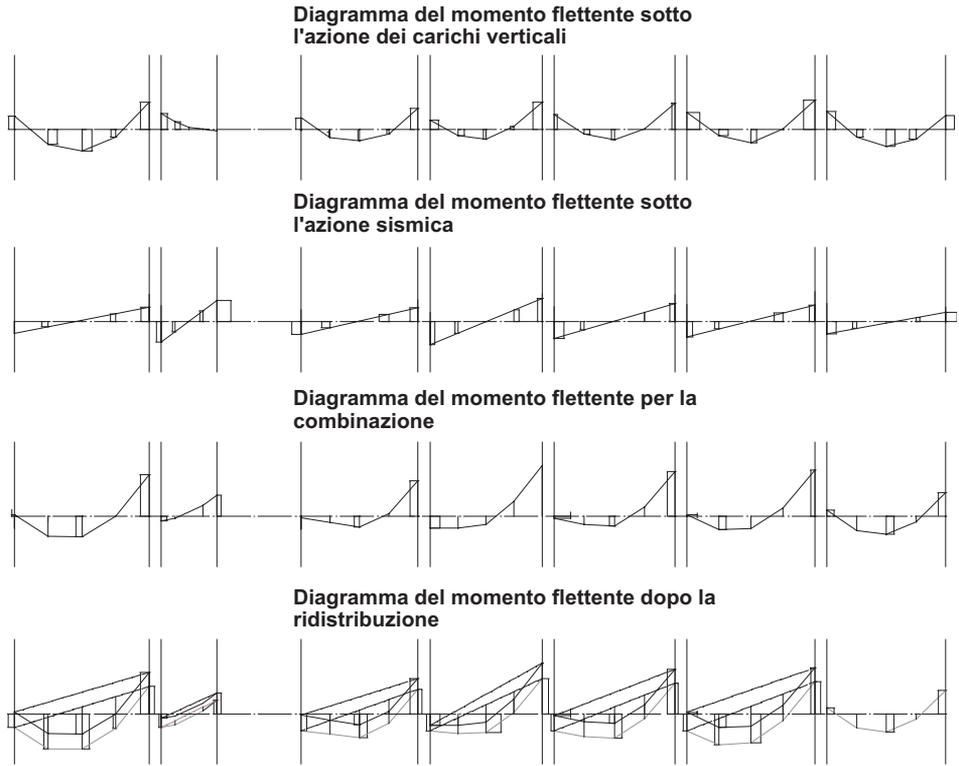
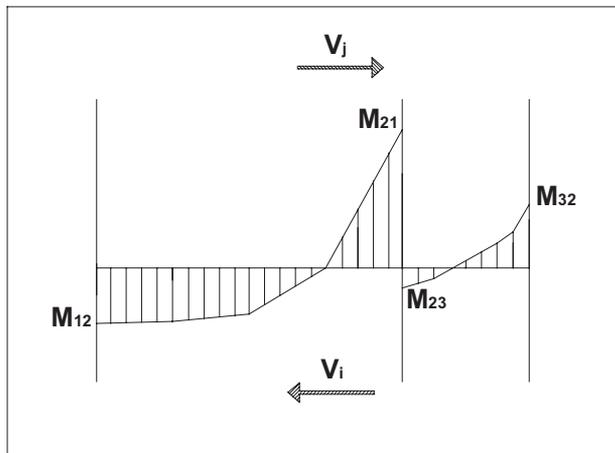


Fig. 26 - Schema per la verifica della condizione di equilibrio della redistribuzione



$$\rho_{\max} = 0.025$$

ove $\rho = \frac{A_s}{bd}$ ovvero $\rho' = \frac{A_s'}{bd}$

Il progetto a taglio viene impostato in maniera analoga a quello dell'Ordinanza 3274; i valori di progetto vengono ottenuti in modo da evitare la rottura fragile, con la determinazione della lunghezza critica (ACI 318-02):

$$L_0 = 2d$$

dove d è l'altezza della sezione.

In L_0 si devono rispettare le seguenti limitazioni sul passo delle staffe, ovvero si deve assumere un passo non superiore alla più piccola delle seguenti quantità (ACI 318-02):

- $h/4$;
- 8 volte diametro minimo delle barre di armatura longitudinali;
- 24 volte il diametro dell'armatura trasversale;
- 300 mm.

Nella figura 27 è riportato il diagramma delle caratteristiche di sollecitazione, le armature longitudinali e trasversali per la travata presa in esame ed il diagramma dei momenti resistenti.

Si osserva che rispetto al progetto condotto con l'OPC, è stata operata una riduzione della sezione trasversale della trave ($B=30$ cm e $H=35$ cm).

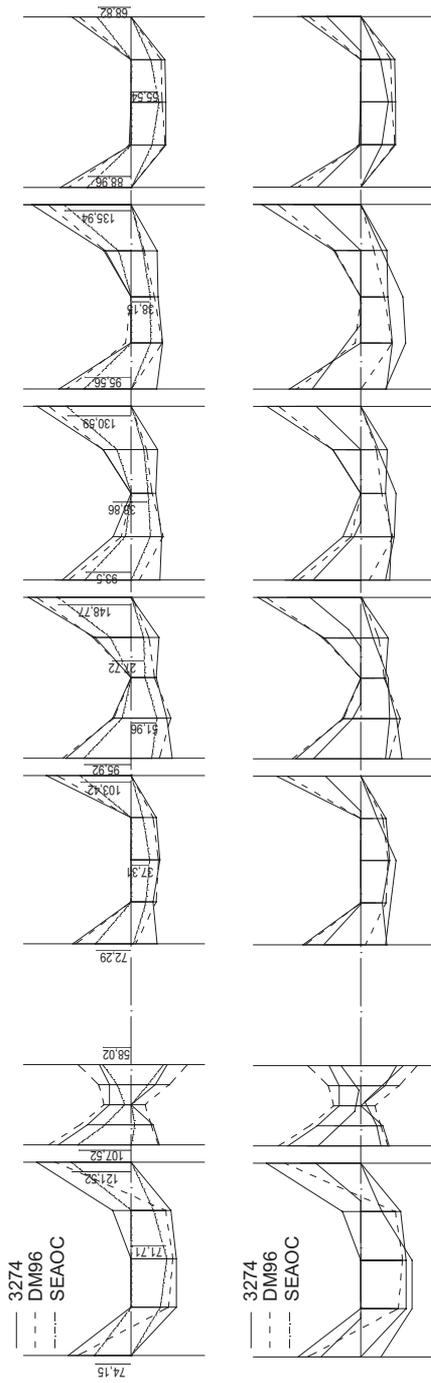
Per quanto riguarda l'armatura longitudinale, sono state utilizzate barre $\phi 14$ anziché barre $\phi 16$.

Questi sostanziali ridimensionamenti sono permessi soprattutto dall'operazione di redistribuzione dei momenti sulle travate, che consente una riduzione del 30% circa dei momenti negativi in corrispondenza dei nodi del telaio.

Si può rilevare che tale possibilità non risulta, attualmente, possibile con l'OPC.

Nella figura 28 si riporta l'andamento del momento flettente sulla travata prima e dopo la redistribuzione; per confronto si riportano anche i diagrammi involuppo ottenuti con l'OPC e con il DM.

Fig. 28 - Andamento del momento flettente sulla travata prima e dopo la redistribuzione e confronto con quelli ottenuti con l'OPC e con il DM.



4.6.2. Progetto della pilastrata 115-215-315-415

In ogni sezione, il progetto dei pilastri è eseguito considerando una sollecitazione di *presso-flessione composta*, perché pur non essendo prevista la combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali X e Y, le sollecitazioni indotte dal comportamento a telaio comportano che in ciascuna sezione siano sempre presenti sia M_x che M_y .

I momenti flettenti di calcolo, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni di carico di cui al punto 4.4.

La resistenza a flessione delle colonne deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

dove $\sum M_c$ è la somma dei momenti resistenti delle colonne che concorrono nel nodo e

$\sum M_g$ è la somma dei momenti resistenti delle travi che concorrono nel nodo.

Le percentuali minime d'armatura da rispettare (ACI 318-02) sono:

$$0.01 < \rho < 0.06 \quad \text{dove } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

Anche in questo caso per prevenire il collasso fragile a taglio si incrementano le armature a taglio nella lunghezza critica L_0 (ACI 318-02) determinata come la più grande delle seguenti quantità:

- un sesto della luce netta,
- larghezza dell'elemento strutturale,
- 500 mm.

In L_0 si devono rispettare le seguenti limitazioni sul passo delle staffe, ovvero si deve assumere un passo non superiore alla più piccola delle seguenti quantità (ACI 318-02):

- un quarto della dimensione minore della sezione trasversale,
- 6 volte il diametro più piccolo delle barre longitudinali,

$$- 100 + \left(\frac{300 - h_x}{3} \right).$$

Si riportano nella figura 29 i valori relativi al momento flettente nella direzione X e nella direzione Y di calcolo assieme al corrispondente valore dello sforzo normale.

Tenendo conto delle prescrizioni sopra riportate sono state disegnate le armature longitudinali e trasversali della travata (fig. 30).

Fig. 29 - Sollecitazioni di calcolo sulla pilastrata

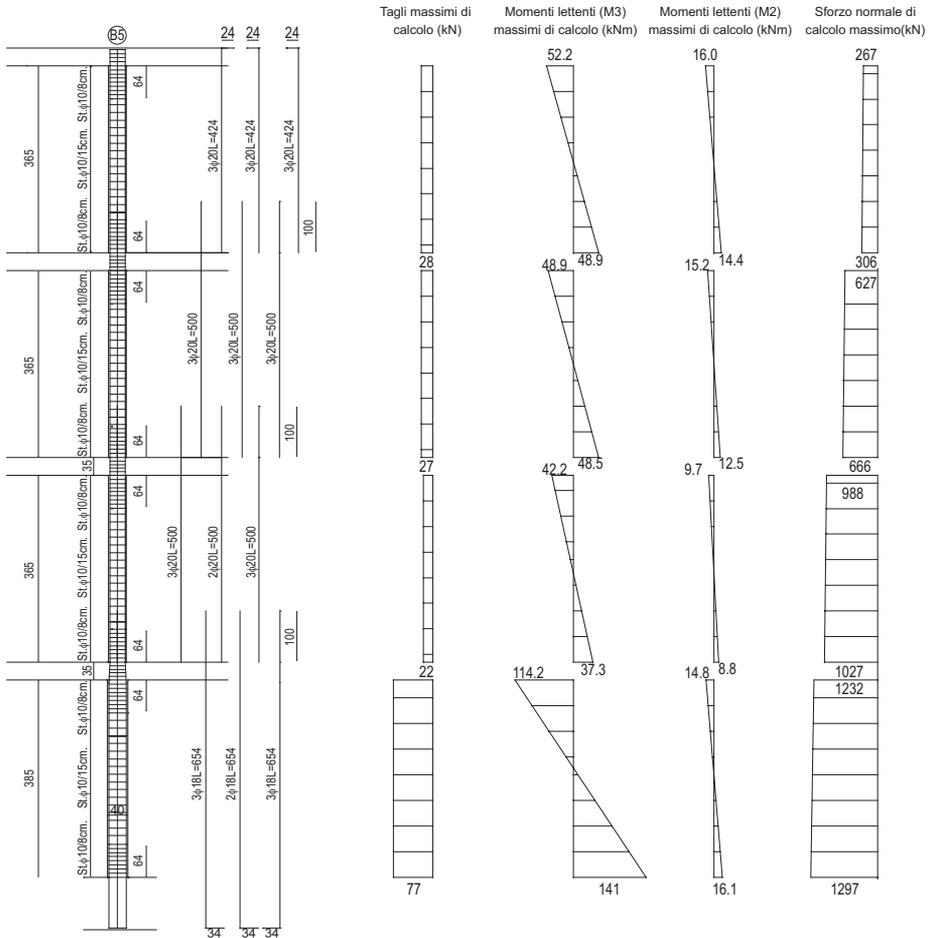
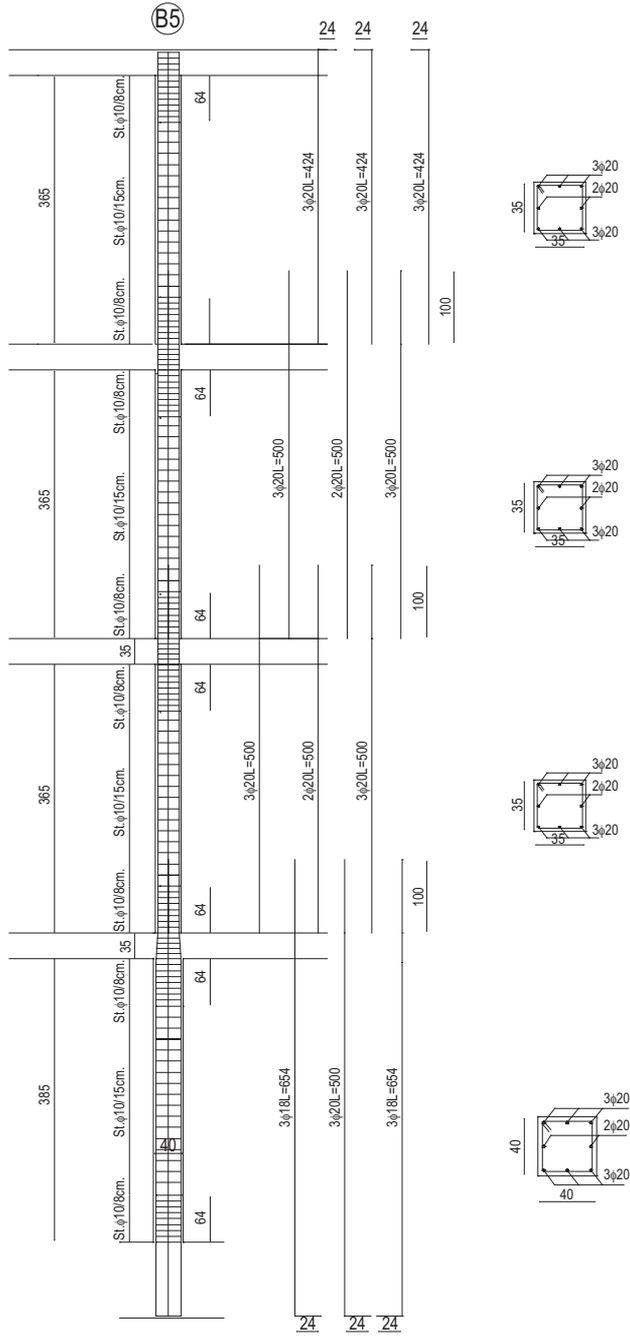


Fig. 30 - Schema armature della pilastrata



5. La progettazione secondo gli standards neozelandesi

(NZS 4203: 1992 e NZS 3101: Part. 1: 1995)

Il Progetto è stato sviluppato seguendo disposizioni contenute nei *New Zealand Standards* NZS 4203:1992, relativa ai carichi, NZS 3101: Part 1:1995, dove vengono definite le procedure di progetto per le strutture in cemento armato.

5.1. Individuazione della zona sismica

In conformità alle norme di riferimento, nelle quali il territorio neozelandese è suddiviso in zone sismiche contraddistinte dallo *zone factor* Z , si è scelto di procedere assumendo uno spettro di risposta elastico il più possibile simile a quello utilizzato per la progettazione dell'edificio con l'OPC, in modo da condurre la progettazione a parità dell'azione sismica di partenza; si è poi ricavato lo spettro di progetto agli SLU valido per la definizione delle azioni orizzontali secondo le NZS 4203:1992.

5.2. Descrizione della struttura e scelta dei materiali

Oltre alla normativa sismica di riferimento, la struttura in esame è stata dimensionata seguendo le prescrizioni sui carichi contenute NZS

4203 citate; naturalmente la progettazione è stata condotta per lo stesso edificio ed utilizzando gli stessi materiali adottati per le progettazioni precedenti (vedi punto 2.2.).

5.3. Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU

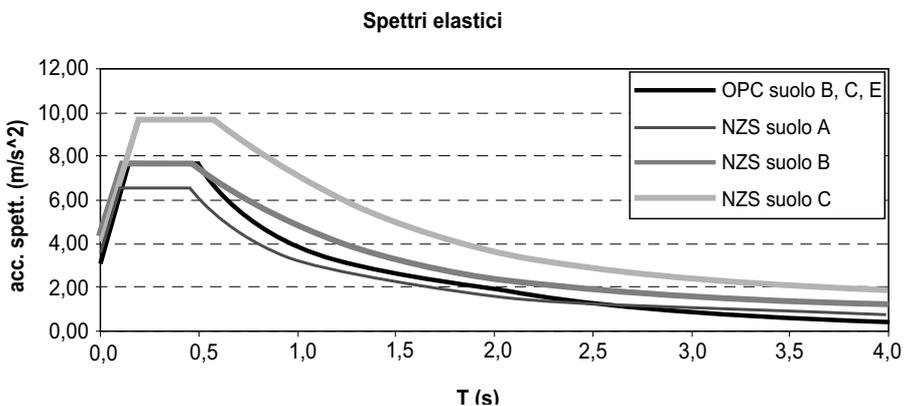
Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, sono state prese in esame varie categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione; confrontando gli spettri (fig. 31) si è scelto il suolo *tipo B* (suoli intermedi) che rende questo spettro simile a quello già adottato con le altre disposizioni di tipo prestazionale (OPC e SEAOC).

In funzione della tipologia strutturale, si determina il *fattore di struttura* q : il valore minimo previsto dagli standards NZS per strutture di tipo duttili e in calcestruzzo armato è 6.

Si riportano nella figura 32 gli spettri allo SLU utilizzati per il progetto con le disposizioni italiane e neozelandesi, oltre allo spettro dell'OPC ottenuto per la classe di duttilità bassa (CD 'B').

Il confronto degli spettri mette in evidenza come l'azione sismica

Fig. 31 - Confronto spettri elastici OPC e NZS



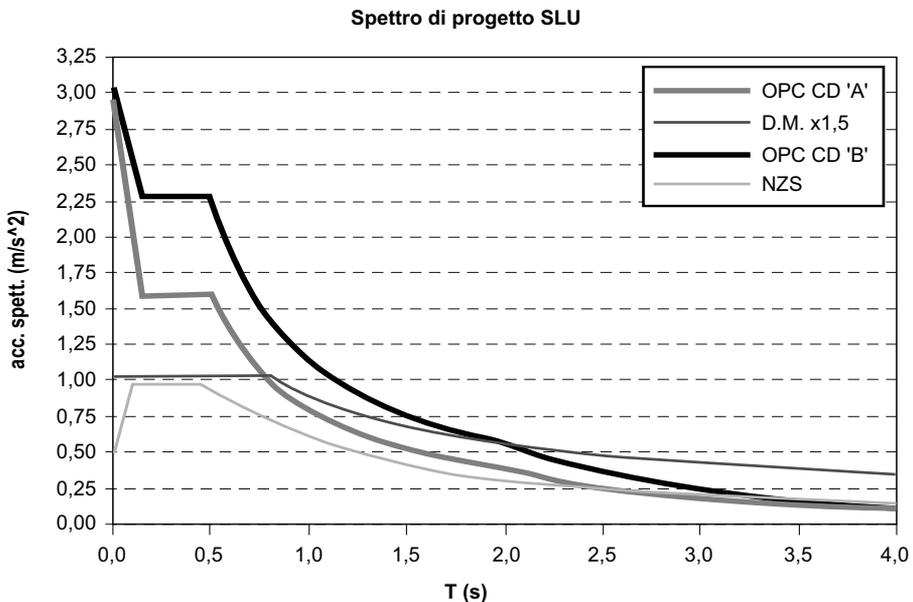
definita con l'OPC sia notevolmente più alta di quella definita dalle norme NZS 4203.

Si osserva, anche, che le azioni sismiche di progetto del DM sono invece paragonabili a quelle delle NZS.

Per giungere alla definizione dello spettro di progetto elastico degli standards neozelandesi si è ricorsi ad imporre l'uguaglianza dei corrispondenti valori dello spettro elastico dell'OPC. Mediante l'applicazione del coefficiente di struttura q e dello *structural performance factor* S_p si ottiene lo spettro di progetto plastico secondo il metodo del fattore di duttilità, definito dalle relazioni contenute nella tabella 4.

Dove T_1 è il periodo fondamentale della struttura, S_m è il massimo fra S_{m1} (dipendente da T_1 e μ) e S_{m2} ($=K_m C W_t / V_{base(1)}$, dove K_m vale 0.8 per strutture elastiche e 1 altrimenti e $C = C_h(T_1, m) S_p R Z L_U$), R è il *risk factor* dipendente dalla categoria dell'edificio, L_U è uguale ad 1 per la verifica

Fig. 32 - Confronto spettri allo SLU DM, OPC (CD 'A' e 'B') e NZS



Tab. 4 - Spettro di progetto allo SLU

T ₁ (s)	0,6	6	Suolo tipo B			
			T	C(T,1)	C(T)	C(T,1)/C(T)
Ch(T ₁)	0,13		0,00	0,42	0,052	8,044
Ch(T ₁ ,1)	0,71		0,10	0,80	0,099	8,044
R	1,2	a _{picco(40%Z)}	0,20	0,80	0,099	8,044
Z	0,8138	0,33	0,45	0,80	0,099	8,044
L _u	1		0,50	0,77	0,096	8,044
S _p	0,67		0,60	0,71	0,088	8,044
S _{m1} (T ₁)	0,19		0,70	0,65	0,081	8,044
			0,80	0,60	0,075	8,044
			0,90	0,55	0,068	8,044
			1,00	0,50	0,062	8,044
K _m	1		1,50	0,33	0,041	8,044
C	0,09		2,00	0,25	0,031	8,044
W _t (tonn)	902		2,50	0,20	0,025	8,044
V _{base(1)} (tonn*m/s ²)	4110,62		3,00	0,17	0,021	8,044
S _{m2}	0,02		4,00	0,13	0,016	8,044
S _m 0,19				C(T)=C(T,1) *(S _m *S _p *R* Z*Lu)		
S _m *S _p *R*						
Z*Lu	0,1243					

allo stato limite ultimo.

Complessivamente lo spettro elastico risulta scalato di un fattore che tiene conto di tutti i coefficienti elencati pari a 8.044 (tab. 4).

Le differenze principali che si hanno fra lo spettro relativo all'OPC CD'A' e quello degli standards neozelandesi sono dovuti a due fattori, il primo è lo *structural performance factor* S_p ed il secondo è il valore del fattore di struttura (o coefficiente di duttilità μ come viene chiamato nelle NZS).

Il fattore riduttivo S_p trova la sua giustificazione essenzialmente nella considerazione che le forze sismiche, conseguenti al picco della risposta, sono di breve durata e quindi tali da non dar luogo a danni strutturali, dato che questi si manifestano in genere solo dopo alcuni cicli di risposta.

Gli altri motivi che giustificano, secondo l'impostazione degli stan-

dards NZS, l'adozione del fattore riduttivo S_p derivano dall'osservazione del comportamento delle strutture sotto le azioni sismiche. Si è, infatti, potuto osservare che queste ultime si comportano meglio di quanto poteva essere previsto attraverso analisi semplificate. I motivi possono essere di varia natura, quelli elencati dagli standards NZS sono:

- maggiore ridondanza strutturale, per la collaborazione, ad esempio, anche di elementi che in fase di progetto sono stati considerati come non strutturali;
- incremento dello smorzamento e del periodo dopo i primi danni;
- dissipazione dovuta ad elementi non considerati in fase progettuale;
- maggiore resistenza dei singoli elementi strutturali rispetto alle previsioni fatte (maggiore resistenza dei materiali, incrudimento).

Con il fattore S_p , gli standards neozelandesi vogliono tener conto di tutti questi fattori. È stato dimostrato che per la maggior parte dei materiali costruttivi il valore prescritto pari a 0.67 è adeguato per considerare gli effetti sopra riportati; tale valore è stimato essere a favore di sicurezza nella maggior parte dei casi. Nel nostro caso si è assunto questo valore, ma si potrebbero adottare anche valori inferiori.

Il fattore S_p viene preso pari a 0.67 per le strutture duttili. Nel caso in cui $q=1.25$, ovvero per strutture non duttili, si adotta un valore pari a 1 per tener conto della bassa performance strutturale delle strutture di tipo non duttile.

Inoltre, lo spettro relativo alle NZS è definito a partire da un coefficiente di duttilità pari a 6 (che è il più basso definibile per quella categoria di materiale e sistema costruttivo) mentre con l'OPC si è ottenuto un coefficiente pari a 4.8.

Confrontando la zona piatta dello spettro si mette in evidenza come l'accelerazione spettrale dell'OPC per una CD 'B' valga 2.281 m/s^2 mentre quella prodotta con una CD 'A' sia 1.597 m/s^2 ; nel DM vale $1,030 \text{ m/s}^2$ mentre per gli standards NZS 0.976 m/s^2 .

L'effetto sulle caratteristiche di sollecitazione da assumere in pro-

getto risente però, come già visto per le altre disposizioni, dei coefficienti utilizzati nelle combinazioni dei carichi verticali e quelli orizzontali.

5.4 Combinazione di carico ed analisi per carichi verticali

Le combinazioni di carico previste dagli standards NZS per i carichi verticali (permanenti e variabili) e per quelli orizzontali (accidentali di tipo sismico) sono di seguito riportate.

Si definiscono diversi valori dei carichi variabili in funzione del tipo di verifica:

$$Q_u = \psi_u \cdot Q = \psi_u \cdot \psi_a \cdot Q_b$$

dove, ψ_u fattore di combinazione fissato in funzione della destinazione d'uso,

ψ_a fattore riduttivo di area (tiene in conto della possibilità che non tutta l'area dell'impalcato sia caricata contemporaneamente),

Q_b sovraccarico di base definito in funzione della destinazione d'uso.

Si devono verificare le seguenti combinazioni dei carichi:

$$F_d = 1.4 \cdot G$$

$$F_d = 1.2 \cdot G + 1.6 \cdot Q$$

$$F_d = 1.2 \cdot G + Q_u + W_u$$

$$F_d = 0.9 \cdot G + W_u$$

$$F_d = 1.2 \cdot G + Q_u + 1.2 \cdot S_u$$

$$F_d = G + Q_u + E_u$$

ove i simboli indicano:

- azioni permanenti G (ad es. peso proprio e carichi permanenti),
- azioni variabili (ad es. sovraccarico Q, neve S, vento W),
- azioni accidentali E (sisma).

5.5. Modello di calcolo

Anche in questo caso si è adottato un modello di calcolo *spaziale* definito dalla linea d'assi degli elementi, considerando i nodi rigidi ed introducendo le zone infinitamente rigide alle estremità degli elementi tipo trave. I setti ed il nucleo ascensore è stato modellato con elementi bidimensionali (*shell*), per le travi di fondazione si è utilizzato un modello di trave su suolo elastico alla Winkler.

Si riportano di seguito i primi tre modi di vibrazione con vista dall'alto (figg. 33,34,35):

La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti è stata effettuata attraverso una *combinazione quadratica completa*

Tab. 3 - Masse e momenti d'inerzia polari sismici di piano

Piano	Massa (t)	Inerzia polare (t m ²)	X _G (m)	Y _G (m)
I	237	11416	13.93	4.66
II	237	11416	13.93	4.66
III	237	11416	13.93	4.66
Cop.	191	11071	14.05	4.66

Fig. 33 - 1° modo di vibrare T=0.593s

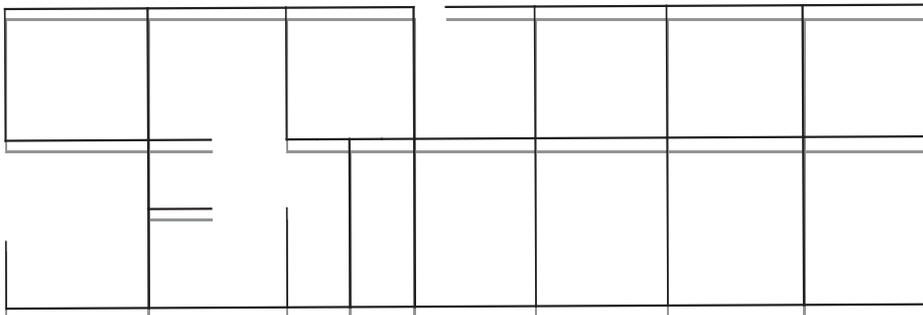


Fig. 34 - 2° modo di vibrare T=0.576s

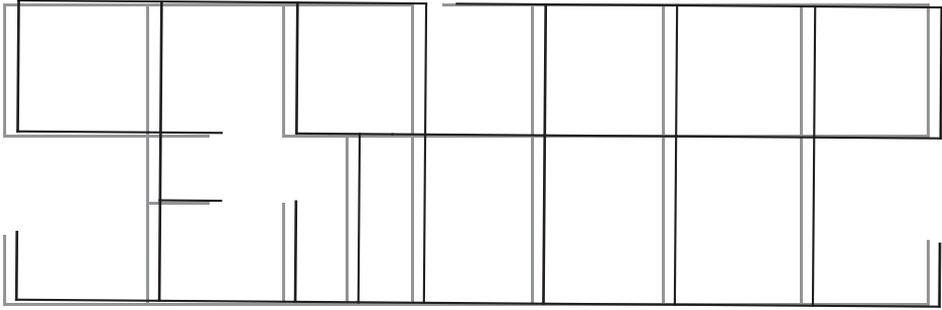
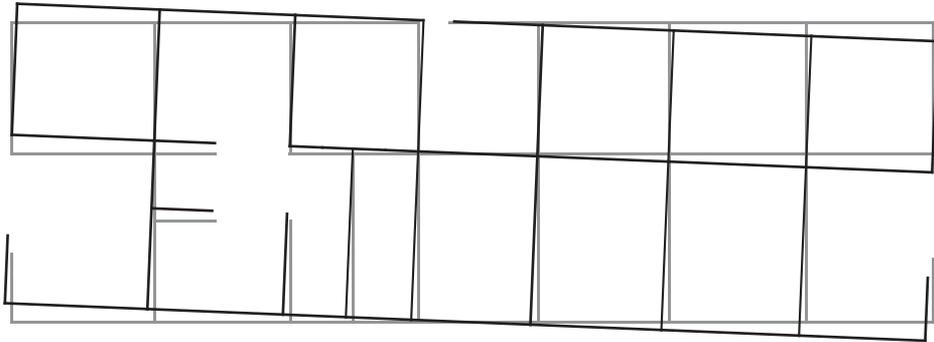


Fig. 35 - 3° modo di vibrare T=0.393s



(CQC), in modo da attivare almeno il 90% delle masse sismiche.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, si è considerata un'eccentricità accidentale, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 10% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica: $\Delta x = 10\%$ di 27m = ± 2.7 m, $\Delta y = 10\%$ di 9 m = ± 0.9 m.

5.6. Verifiche allo SLU

5.6.1. Progetto della travata 1112-1113-1114-1115-1116-1117-1118

La travata e la pilastrata analizzate sono quelle riportate nelle figure 7 e 8, i momenti flettenti di progetto, da utilizzare per il dimensionamento delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni di carico previste dalla NZS (fig. 36).

Nel progetto delle travi si è proceduto utilizzando i momenti ridistribuiti, rispettando i limiti di snellezza imposti dalle seguenti espressioni:

$$\frac{l_b}{b_w} \leq 25, \frac{l_n \cdot h}{b_w^2} \leq 100$$

dove l_n è l'interasse fra i supporti, b_w la larghezza della trave e h la sua altezza.

Per quanto riguarda i massimi e minimi di armatura nella zona di formazione delle cerniere plastiche si è considerato:

$$p_{\max} = \frac{(f_c + 10)}{6f_y}, A_s \geq A_s \text{ e } p_{\min} = \frac{(f'_c)^{0.5}}{4f_y}$$

Al fine di escludere la formazione di meccanismi di rotture fragili dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità.

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte.

Nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale devono essere previste staffe di contenimento ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale ($37/4=9.25$ cm),
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considera-

te ai fini delle verifiche ($6 \varphi 16=9.6 \text{ cm}$).

Nella figura 36 è riportato, assieme ai diagrammi involuppo dei momenti flettenti e dei momenti resistenti, lo schema d'armatura della travata analizzata.

5.6.2. Progetto della pilastrata 115-215-315-415

In ogni sezione, il progetto dei pilastri è eseguito considerando una sollecitazione di *presso-flessione composta* in quanto per effetto della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali X e Y, sussiste in ogni sezione sia M_x che M_y .

I momenti flettenti di calcolo sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni di carico di cui al punto 5.4.

Si riportano nella figura 37 i valori relativi al momento flettente nella direzione X e nella direzione Y di calcolo ed i valori dei medesimi amplificati secondo il metodo della gerarchia delle resistenze, assieme al corrispondente valore dello sforzo normale.

I momenti flettenti di progetto si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi (sollecitazioni di calcolo) per il fattore di amplificazione η . Il fattore di amplificazione, il cui scopo è quello di proteggere i pilastri dalla plasticizzazione (*criterio della gerarchia delle resistenze*), è il risultato del prodotto di due fattori: il fattore di sovraresistenza f_0 delle travi che si connettono al pilastro e il fattore di amplificazione dinamica w (tab. 6)

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale, è necessario che vengano rispettate alcune condizioni sui dettagli di armatura degli elementi strutturali. Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

Tab. 6 - Fattori di amplificazione dei momenti flettenti della pilastrata

Colonna	ϕ	ω	M_{calc} (kNm)	M_{prog} (kNm)
1 Sez.1	1,20	1,1	125,7	166
1 Sez.2	1,97	1,5	90,8	269
2 Sez.1	1,97	1,5	28,9	86
2 Sez.2	1,97	1,5	32,38	96
3 Sez.1	1,97	1,5	37,87	112
3 Sez.2	1,97	1,5	38,2	113
4 Sez.1	1,97	1,5	38,67	115
4 Sez.2	1,97	1,1	40,8	90

$$A_s = 0.008A_g$$

$$A_s \leq 18 \frac{A_g}{f_y}$$

Dove A_g è l'area lorda della sezione.

Alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti quantità:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano.

Fuori dalle zone dove si possono formare le cerniere plastiche si devono disporre staffe di contenimento e legature ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti quantità:

- un terzo del lato minore della sezione trasversale;
- dieci volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano.

Nella figura 38 è riportato lo schema d'armatura della pilastrata.

Fig. 37 - Sollecitazioni di calcolo sulla pilastrata

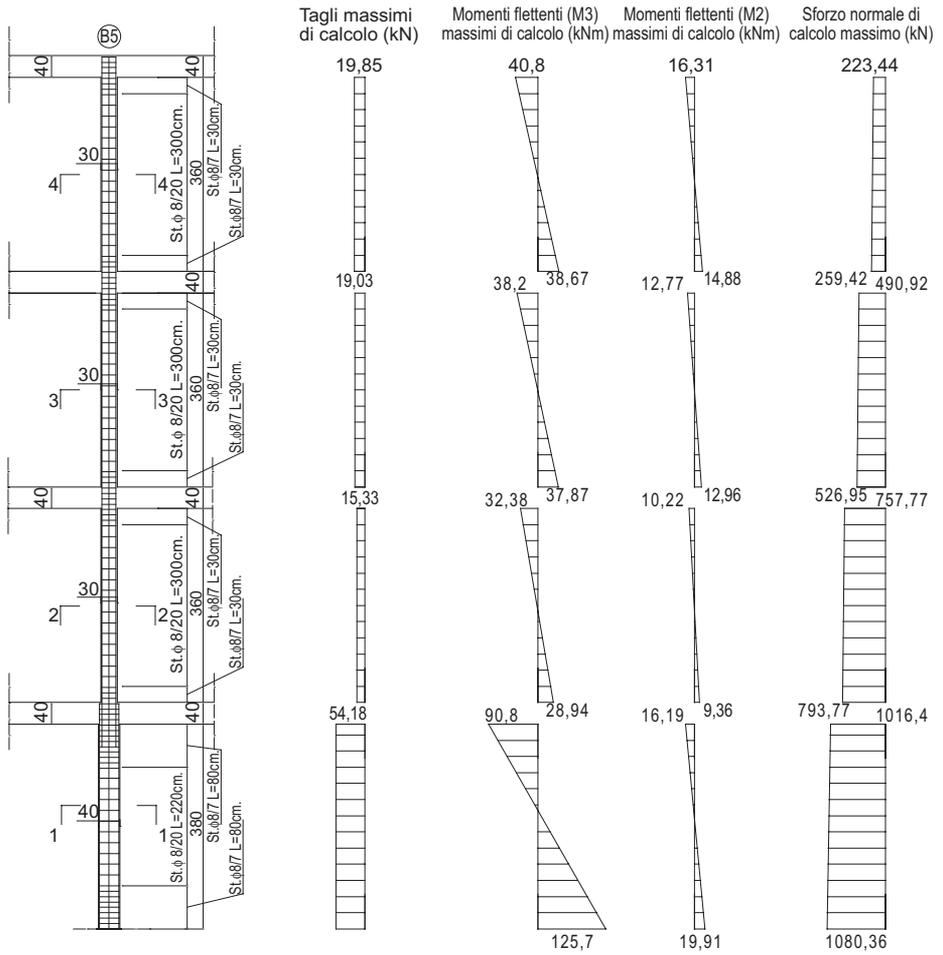
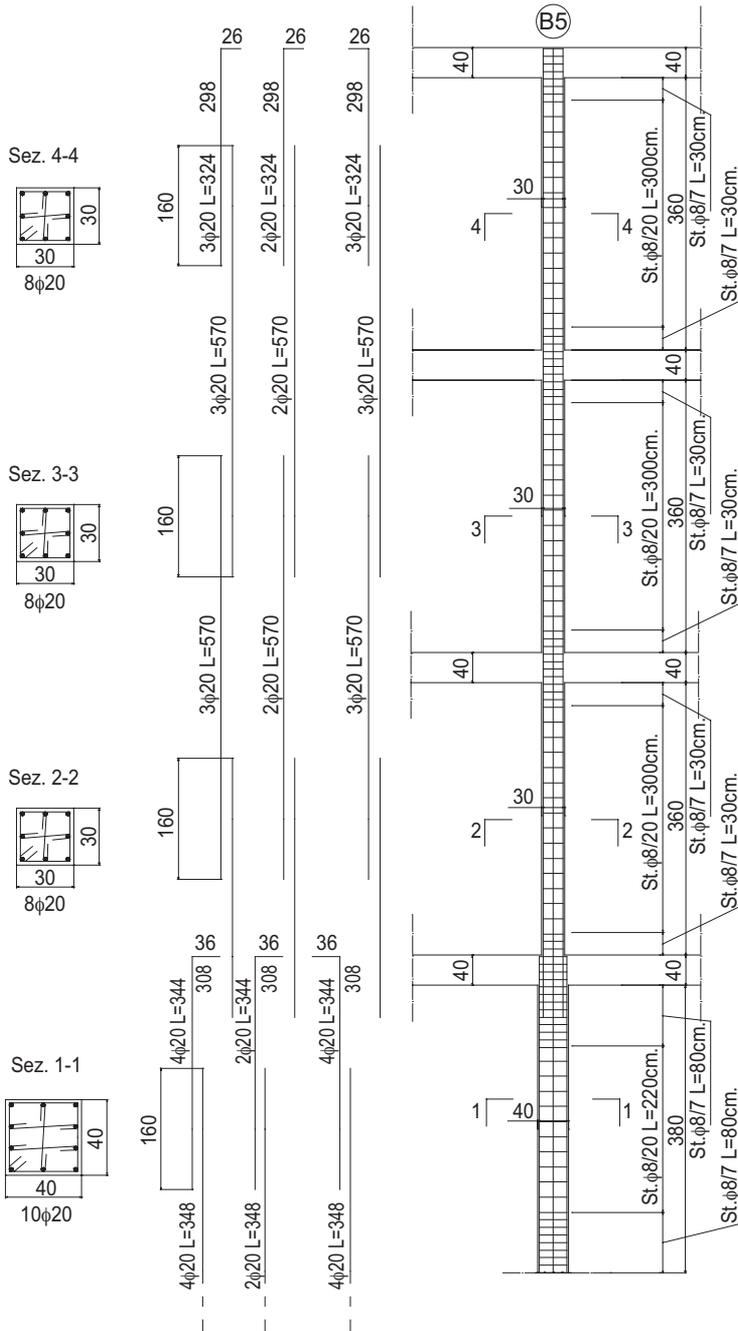


Fig. 38 - Schema armature della pilastrata



5.7. Ordinanza 3274/2003, D.M. 16 gennaio 1996 e NZS 4203: 1992: un confronto

Le combinazioni di carico sismiche previste dalle disposizioni prese in esame sono:

$$\text{D.M. 1996: } F_d = \gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_q \cdot Q_{1K} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\varphi_{0i} \cdot Q_{iK});$$

$$\text{Ordinanza 3274: } F_d = \gamma_1 \cdot E + G_K + \varphi_2 \cdot Q_K.$$

$$\text{NZS: } F_d = E + G_K + \psi_a \cdot Q_K.$$

Le combinazioni sono molto diverse tra loro; in particolare, nelle combinazioni di carico agli SLU previste nell'OPC e per le NZS, si sommano i contributi dei carichi permanenti per intero e dei variabili per una frazione, in relazione all'utilizzo dell'edificio, con l'azione sismica proveniente dallo spettro sopra riportato; nella combinazione agli SLU che si deve eseguire con il DM, invece, i carichi verticali permanenti devono essere amplificati del fattore 1.4, ed i sovraccarichi variabili del fattore 1.5.

Gli standards neozelandesi propongono una formulazione molto simile a quella dell'OPC, eccetto che per il valore del coefficiente moltiplicativo delle azioni variabili, pari a 0.4 mentre per l'OPC è 0.6 (destinazione uffici aperti al pubblico).

Per quanto attiene i valori da considerare per le masse, il confronto fra il metodo previsto nell'OPC, nelle NZS e nel DM non comporta variazioni di rilievo.

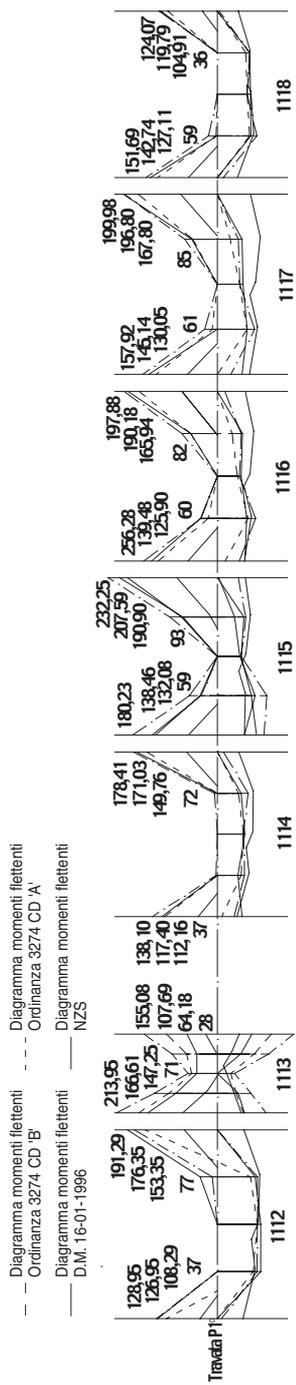
Le considerazioni sulle combinazioni di carico rendono meno impattante l'influenza del livello dell'azione sismica orizzontale rispetto alle azioni verticali nel progetto degli elementi strutturali. A sostegno di ciò, si riporta nella figura 39 l'involuppo del diagramma del momento flettente del progetto della travata di spina del telaio longitudinale al 1° piano.

Come si vede dall'involuppo dei momenti flettenti, i valori di pro-

getto del metodo secondo il DM si collocano generalmente a metà fra i valori di progetto dell'OPC in classe di duttilità bassa e quelli in classe di duttilità alta.

Inoltre, si può constatare come la distanza fra i vari valori di progetto non sia così accentuata da necessitare un cambio di sezione di calcestruzzo, ma necessita solamente una variazione del quantitativo di armatura da disporsi nelle varie travi. Diversamente accade per gli standards NZS che hanno valori di progetto del momento flettente negativo molto bassi in valore assoluto, anche a causa della redistribuzione dei momenti flettenti consentita, anche da queste disposizioni, fino ad un valore massimo di riduzione, rispetto ai valori di calcolo, pari al 30%. Tali valori consentono una progettazione più snella della travata sia dal punto di vista delle armature che dal punto di vista della sezione resistente di calcestruzzo, che può essere abbassata notevolmente. Per quanto riguarda i momenti positivi, a causa della redistribuzione operata con gli standards neozelandesi che decrementando il valore assoluto dei momenti flettenti negativi produce, corrispondentemente, l'incremento di quelli positivi, essi hanno, in genere, valori più grandi di quelli previsti dalle altre disposizioni.

Fig. 39 - Diagramma delle caratteristiche di sollecitazione (taglio e momento flettente) per la travata del primo livello



6. Conclusioni

Azione sismica – L’accelerazione di picco utilizzata per l’ancoraggio dello spettro di progetto elastico è stata assunta la stessa per tutte le analisi svolte, al fine di rendere confrontabili le progettazioni predisposte secondo le quattro disposizioni considerate. Lo spettro di progetto, invece, è stato ottenuto attraverso il fattore di struttura previsto da ciascuna disposizione (con la sola esclusione del DM che non lo prevede) in funzione delle caratteristiche di duttilità e dello schema statico; per l’edificio analizzato è risultato:

OPC $q = 4.8$ (per edifici progettati con classe di duttilità alta “A” e regolari in altezza);

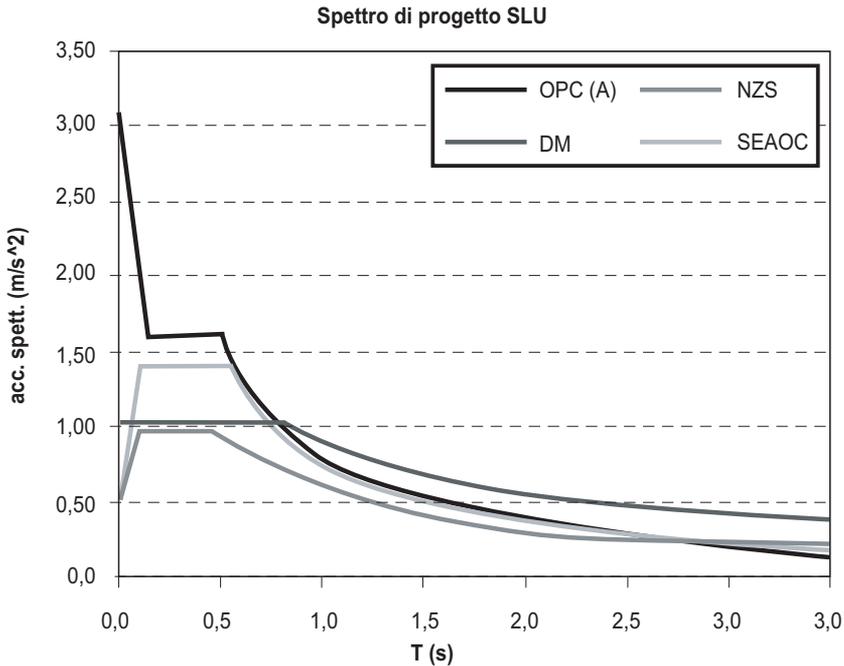
SEAOC $q = 5.8$ (anziché 8.5, perché prevale in questo caso la condizione di limitazione sul taglio di progetto alla base);

NZS $q = 6.0$ (valore minimo per il materiale e schema statico adottato).

L’azione sismica di progetto ottenuta con l’OPC è dunque decisamente più alta rispetto a quella derivante dall’applicazione delle disposizioni neozelandesi e statunitensi. Nella figura 40 vengono messi a confronto i quattro spettri di progetto adottati; per rendere confrontabile lo spettro adottato dal DM con gli altri si è proceduto ad amplificarlo del valore 1.5, che tiene conto del metodo di verifica allo SLU adottato.

Confrontando la zona piatta dello spettro si evidenzia come l’acce-

Fig. 40 - Spettri di progetto utilizzati per l'analisi sismica



lerazione spettrale dell'OPC per la classe di duttilità (CD) 'A' sia pari a 1.597 m/s² (2.281 m/sec² per la classe "B"), 1.030 m/s² con il DM, 1.393 m/s² con le SEAOC mentre si attesta a 0.976 m/s² con gli standards neozelandesi NZS.

Combinazioni – Le combinazioni utilizzate dalle normative analizzate sono le seguenti:

$$\text{D.M. 1996: } F_d = \gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_q \cdot Q_{1K} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\varphi_{0i} \cdot Q_{iK});$$

$$\text{Ordinanza 3274: } F_d = \gamma_1 \cdot E + G_K + \varphi_2 \cdot Q_K.$$

$$\text{SEAOC: } F_d = E + 1.2G_K + f_1Q_{1K} + f_2Q_{2K}$$

$$\text{NZS: } F_d = E + G_K + \psi_a \cdot Q_K.$$

Le combinazioni sono molto diverse tra loro; nelle combinazioni di carico agli SLU previste nell'OPC, nelle SEAOC e nelle NZS si sommano i contributi dei carichi permanenti per intero e dei variabili per una fra-

zione, in relazione all'utilizzo dell'edificio, con l'azione sismica proveniente dallo spettro sopra riportato mentre, nella combinazione agli SLU secondo il DM, i carichi verticali permanenti devono essere amplificati del fattore 1.4 ed i sovraccarichi variabili del fattore 1.5.

Le disposizioni statunitensi e neozelandesi propongono una formulazione molto simile a quella dell'OPC ed il valore del coefficiente moltiplicativo delle azioni variabili risulta praticamente coincidente (è pari a 0.5 per le SEAOC, a 0.4 nelle NZS, a 0.6 per l'OPC e a 0,5 per il DM).

Travate - I valori di progetto dei momenti flettenti del DM si collocano generalmente a metà tra i valori di progetto dell'Ordinanza 3274 in classe di duttilità bassa e quelli in classe di duttilità alta. Si può constatare, inoltre, come la distanza fra i vari valori di progetto non sia così accentuata da necessitare un cambio di sezione di calcestruzzo, comportando solo una variazione di quantitativo di armatura da disporsi nelle travi.

Diversamente accade per le disposizioni SEAOC e NZS che hanno valori di progetto del momento flettente negativo molto bassi in valore assoluto, rispetto a quelli dell'OPC. La differenza è dovuta alla ridistribuzione dei momenti flettenti sulle travate che è ammessa dalle raccomandazioni statunitensi e dagli standards neozelandesi ma non dall'OPC; l'abbattimento dei momenti negativi alle estremità delle travi è consentito dalle suddette disposizioni fino al 30%. Tale operazione comporta un ulteriore abbassamento dei valori massimi dei momenti negativi, ed in fase di verifica della travata in esame, ha consentito una riduzione delle dimensioni della sezione trasversale e dei quantitativi d'armatura richiesti.

Per quanto riguarda la verifica a taglio della trave, vi è perfetta analogia fra le varie disposizioni analizzate, tenendo conto che la progettazione dell'edificio secondo il DM è stata condotta rispettando le prescrizioni contenute nella Circolare 65/1997; anche i minimi di armatura previsti

(soprattutto in corrispondenza delle estremità delle travi) sono simili.

Pilastrri - Il progetto dei pilastrri è stato condotto seguendo il principio della gerarchia delle resistenze; il dimensionamento della sezione trasversale viene effettuato in modo tale da evitare la formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza delle porzioni terminali dei pilastrri stessi. In un progetto di questo tipo entrano in gioco i momenti resistenti delle travi che concorrono in un nodo. Solo il progetto agli stati limite secondo il DM, non ne tiene conto.

Per quanto detto, è ovvio che la riduzione della sezione delle travi nell'ambito del progetto con le SEAOC e le NZS ha portato anche ad avere pilastrri più snelli: in particolare si osserva che l'OPC non ha consentito nessuna rastremazione della pilastrata dal basso verso l'alto (sezione costante 50x40) mentre le NZS ed il DM hanno portato ad avere un pilastrro di base con sezione 40x40 ed i restanti con sezione 30x30; le SEAOC hanno dato risultati analoghi a quelli delle NZS e del DM con una sezione 40x40 al primo livello ed una sezione 35x35 ai livelli superiori.

Osservazioni sull'OPC - Il confronto presentato è stato svolto cercando di utilizzare tutte le possibilità offerte da questa norma per ottenere dimensionamenti ottimali; se si varia la classe di duttilità da alta (A) a bassa (B) vi è subito un incremento delle azioni pari al 43%; se poi l'edificio non risultasse regolare in altezza si avrebbe un incremento delle azioni di progetto pari al 79%. Certamente l'Ordinanza 3274 vuole premiare le costruzioni regolari e di ciò il progettista dovrà tenere conto; in ogni caso l'adozione della classe di duttilità alta non risulterà sempre possibile perché essa comporta un aggravio dei particolari costruttivi, specie in termini di staffe in prossimità dei nodi ed al loro interno, per i nodi non interamente confinati, che è molto lontano dagli standard operativi comunemente adottati nel nostro paese.

Valutazioni economiche - L'incidenza del dimensionamento delle

strutture sul costo della realizzazione delle stesse, seppure limitato a travi e pilastri, può essere stimata comparativamente prendendo a base il dimensionamento ottenuto con il DM.

Nell'ambito della travata analizzata, il costo derivante dall'applicazione dell'OPC e del DM è pressoché equivalente, mentre l'applicazione delle raccomandazioni SEAOC e degli standards NZS fa conseguire, rispettivamente, un risparmio del 34 e 32%.

Per la pilastrata dimensionata, l'applicazione dell'OPC conduce ad un forte incremento dei costi (+131%) rispetto al DM; l'OPC presenta infatti l'azione sismica di progetto più elevata mentre il DM, unica fra le disposizioni analizzate a non prevedere il rispetto della gerarchia delle resistenze, porta ad un dimensionamento in cui l'incidenza dell'acciaio è bassa. La progettazione con le SEAOC e le NZS conduce invece a dimensionamenti più contenuti rispetto a quelli dell'OPC (in virtù di un'azione sismica di progetto più bassa) ma comunque superiori a quelli del DM, con un incremento dei costi rispetto ad esso, rispettivamente, del 53 e 44%.

L'incidenza dei pilastri si fa sentire in modo più contenuto se estendiamo l'analisi a tutto il telaio e cioè alle tre travate principali ed alle 21 pilastrate; in questo caso l'OPC porta ad un incremento dei costi, rispetto a quanto ottenuto dall'applicazione del DM, del 54%, le SEAOC un incremento del 6% mentre i costi derivanti dall'applicazione delle NZS risultano sostanzialmente equivalenti a quelli ottenuti con il DM (-1%).

Publicazioni del Centro Studi del Consiglio Nazionale Ingegneri

- no. 1 / 1999 Piano di attività - Triennio 1999- 2002
- no. 2 / 1999 La via dell'Etica Applicata, ossia delle politiche di prevenzione: una scelta cruciale per l'Ordine degli Ingegneri
- no. 3 / 1999 Monitoraggio sull'applicazione della direttiva di tariffa relativa al D. Lgs. 494/96 in tema di sicurezza nei cantieri
- no. 4 / 2000 La dichiarazione di inizio attività - Il quadro normativo e giurisprudenziale
- no. 5 / 2000 L'autorità per la vigilanza sui lavori pubblici - Organi, poteri e attività
- no. 6 / 2000 Le ipotesi di riforma delle professioni intellettuali
- no. 7 / 2000 Le strutture societarie per lo svolgimento delle attività di progettazione - Il quadro normativo e giurisprudenziale
- no. 8 / 2000 Le tariffe professionali - Il quadro giurisprudenziale in Italia e in Europa
- no. 9 / 2000 Le assunzioni di diplomati e laureati in Ingegneria in Italia
- no. 10/2000 Il ruolo degli ingegneri per la sicurezza
- no. 11/2000 Il nuovo regolamento generale dei lavori pubblici. Un confronto con il passato
- no. 12/2000 Il nuovo capitolato generale dei lavori pubblici
- no. 13/2000 Il responsabile del procedimento - Inquadramento, compiti e retribuzione
- no. 14/2000 Il mercato dei servizi di ingegneria. Analisi economica e comparativa del settore delle costruzioni -Parte prima
- no. 15/2000 Il mercato dei servizi di ingegneria. Indagine sugli ingegneri che svolgono attività professionale - Parte seconda
- no. 16/2000 La professione di ingegnere in Europa, Canada e Stati Uniti. I sistemi nazionali e la loro evoluzione nell'epoca della globalizzazione
- no. 17/2000 L'intervento delle Regioni in materia di dichiarazione di inizio attività
- no. 18/2000 Opportunità e strumenti di comunicazione pubblicitaria per i professionisti in Italia
- no. 19/2000 I profili di responsabilità giuridica dell'ingegnere - Sicurezza sul lavoro, sicurezza nei cantieri, appalti pubblici, dichiarazione di inizio attività
- no. 20/2001 Spazi e opportunità di intervento per le amministrazioni regionali in materia di lavori pubblici
- no. 21/2001 Imposte e contributi sociali a carico dei professionisti nei principali Paesi europei
- no. 22/2001 Le tariffe relative al D.Lgs 494/96. Un'analisi provinciale
- no. 23/2001 Le nuove regole dei lavori pubblici. Dal contratto al collaudo: contestazioni, eccezioni, riserve e responsabilità
- no. 24/2001 L'evoluzione dell'ingegneria in Italia e in Europa
- no. 25/2001 La riforma dei percorsi universitari in ingegneria in Italia
- no. 26/2001 Formazione e accesso alla professione degli ingegneri in Italia

- no. 27/2001 Le strutture societarie per lo svolgimento delle attività professionali in Europa
- no. 28/2001 La direzione dei lavori nell'appalto di opere pubbliche
- no. 29/2001 Analisi delle pronunce dell'Autorità per la vigilanza sui lavori pubblici. Febbraio 2000-marzo 2001
- no. 30/2001 Osservazioni sul D.P.R. 328/2001
- no. 31/2001 La copertura assicurativa del progettista. Quadro normativo e caratteristiche dell'offerta
- no. 32/2001 Qualificazione e formazione continua degli ingegneri in Europa e Nord America
- no. 33/2001 Le verifiche sui progetti di opere pubbliche. Il quadro normativo in Europa
- no. 34/2001 L'ingegneria italiana tra nuove specializzazioni e antichi valori
- no. 35/2001 La domanda di competenze ingegneristiche in Italia
- no. 36/2001 Il mercato dei servizi di ingegneria. Evoluzione e tendenze nel settore delle costruzioni
- no. 37/2002 Il riparto delle competenze normative in materia di professioni. Stato, Regioni, Ordini
- no. 38/2002 Note alla rassegna stampa 2001
- no. 39/2002 Ipotesi per la determinazione di un modello di stima basato sul costo minimo delle prestazioni professionali in ingegneria
- no. 40/2002 Tariffe professionali e disciplina della concorrenza
- no. 41/2002 Ipotesi per una revisione dei meccanismi elettorali per le rappresentanze dell'Ordine degli ingegneri
- no. 42/2002 Installare il Sistema Qualità negli studi di ingegneria. Un sussidiario per l'applicazione guidata di ISO 9000:2000 - Volume I
- no. 43/2002 Installare il Sistema Qualità negli studi di ingegneria. Un sussidiario per l'applicazione guidata di ISO 9000:2000 - Volume II
- no. 44/2002 La remunerazione delle prestazioni professionali di ingegneria in Europa. Analisi e confronti
- no. 45/2002 L'accesso all'Ordine degli ingegneri dopo il D.P.R. 328/2001
- no. 46/2002 La domanda di competenze d'ingegneria in Italia. Anno 2002
- no. 47/2003 Imposte e struttura organizzativa dell'attività professionale in Europa
- no. 48/2003 Il mercato dei servizi di ingegneria - 2002
- no. 49/2003 Le nuove regole in materia di progettazione delle opere pubbliche. Tariffe, prestazioni gratuite, consorzi stabili e appalto integrato
- no. 50/2003 La riforma del sistema universitario nel contesto delle Facoltà di Ingegneria
- no. 51/2003 Una cornice di riferimento per una tariffa professionale degli ingegneri dell'informazione
- no. 52/2003 Il Testo Unico in materia di espropriazioni per pubblica utilità. Analisi e commenti
- no. 53/2003 La possibile "terza via" alla mobilità intersettoriale degli ingegneri in Italia
- no. 54/2003 Il tortuoso cammino verso la qualità delle opere pubbliche in Italia

- no. 55/2003 La disciplina dei titoli abilitativi secondo il Testo Unico in materia di edilizia
- no. 56/2003 La sicurezza nei cantieri dopo il Decreto Legislativo 494/96
- no. 57/2003 Analisi delle pronunce dell'Autorità per la vigilanza sui lavori pubblici
aprile 2001 dicembre 2002
- no. 58/2003 Le competenze professionali degli ingegneri secondo il D.P.R. 328/2001
- no. 59/2003 La domanda di competenze d'ingegneria in Italia. Anno 2003
- no. 60/2004 La riforma del sistema universitario nel contesto delle Facoltà di ingegneria
- no. 61/2004 Identità e ruolo degli ingegneri dipendenti nella pubblica amministrazione che cambia
- no. 62/2004 Considerazioni e ipotesi su possibili strategie e azioni in materia di SPC (Sviluppo Professionale Continuo) degli iscritti all'Ordine degli ingegneri
- no. 63/2004 Le regole della professione di ingegnere in Italia: elementi per orientare il processo di riforma.
- no. 64/2004 Guida alla professione di ingegnere - Volume I: profili civilistici, fiscali e previdenziali.
- no. 65/2004 Guida alla professione di ingegnere - Volume II: urbanistica e pianificazione territoriale.
- no. 66/2004 La normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica in Italia, Stati Uniti e Nuova Zelanda.
Parte prima: profili giuridici
Parte seconda: applicazioni e confronti

Finito di stampare nel mese di dicembre 2004.
Stampa: tipografia DSV - Grafica e Stampa
Via D. Menichella, 94 - 00165 Roma