

**Prefabbricati
Pugliesi**



**SEMINARIO:
“Progettazione strutturale dal DM96
al DM 2008: cosa cambia”**

DM2008: I PRINCIPI

PRINCIPI FONDAMENTALI:

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescenti quali incendio, esplosioni, urti.

I POSSIBILI STATI LIMITE

2.2.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito:

- | | | |
|---|------------|------------|
| a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte; | EQU | |
| b) spostamenti o deformazioni eccessive; | | |
| c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni; | | STR |
| d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme; | | |
| e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni; | GEO | |
| f) rottura di membrature e collegamenti per fatica; | | |
| g) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo; | | |
| h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme; | | STR |

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi sono quelli precisati nel § 3.2.1.

2.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono quelli precisati nel § 3.2.1.

Per gli stati limite di Esercizio i limiti da considerare sono da fissare in relazione alle prestazioni attese o imposte dalla progettazione architettonica, impiantistica o dalle caratteristiche dei materiali utilizzati.

LA PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE (2.7 + 7.0 +C7)

TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE HA UNA CLASSIFICAZIONE SISMICA CON INDIVIDUADIONE DI UNA PERICOLOSITA' SISMICA

ZONE 1, 2, 3 -> Si applica integralmente tutta la NORMA 2008

Cosa si può fare in ZONA 4 ?

(quale è la zona 4? La norma non lo dice; la Circolare recita al punto C2.7:

Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.

In sostanza la vecchia classificazione.

In situazioni di pericolosità sismica molto bassa (zona 4) la norma ammette metodi di progetto-verifica semplificati. In tal senso, per le opere realizzate in siti ricadenti in zona 4 e qualora siano rispettate le ulteriori condizioni appresso elencate, le NTC consentono l'utilizzo dei due diversi metodi semplificati di verifica nel seguito illustrati:

dal paragrafo 2.7 Metodo1:

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

Dal paragrafo 7.0 Metodo 2:

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture **non soggette all'azione sismica**, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0,07g^1$ per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

Se NON siamo in zona 4 si applica tutto ciò che è previsto al capitolo 7

REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE SISMICI (3.2.1 + 7.1)

Gli stati limite per condizioni sismiche sono di 4 tipi:

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per strutture normali, CLASSI D'USO I e II, il rispetto degli Stati Limite sismici si considera conseguito se:

- sono rispettate le verifiche al solo SLD nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio
- sono soddisfatte le verifiche al solo SLV nei confronti di tutti gli stati limite ultimi

Per strutture strategiche, CLASSI D'USO III e IV, è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO;

Lo Stato limite di Collasso SLC va considerato, come evidenziato, solo per strutture isolate sismicamente o dotate di dispositivi di vincolo temporaneo

Deve inoltre essere assicurata la presenza di caratteristiche di DUTTILITÀ sia su tutti gli elementi strutturali sia sulla costruzione nel suo insieme.

PER RIASSUMERE QUALI STATI LIMITE DOBBIAMO CONSIDERARE ?

Troviamo una descrizione di dettaglio nell'elenco fornito con la Circolare alla Tabella C7.1.1 di seguito riportata in funzione della CLASSE D'USO della struttura: dobbiamo scegliere quelli applicabili al nostro caso!

Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

COME ASSICURIAMO LA DUTTILITA' (7.2.1)

Le costruzioni soggette alla azione sismica, NON dotate di appositi dispositivi, devono essere progettate in accordo a due comportamenti strutturali:

- a) comportamento NON DISSIPATIVO
- b) comportamento DISSIPATIVO

Ci riferiamo al primo, comportamento NON DISSIPATIVO, quando progettiamo a SLE

Ci riferiamo al secondo, comportamento DISSIPATIVO, quando progettiamo a SLU

Le fondazioni devono avere sempre comportamento NON DISSIPATIVO

Quando ci riferiamo a COMPORTAMENTO DISSIPATIVO distinguiamo due LIVELLI di CAPACITA' DISSIPATIVA:

- CLASSE DI DUTTILITA' ALTA CDA
- CLASSE DI DUTTILITA' BASSA CDB

La differenza risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione.

Onde assicurare il comportamento DISSIPATIVO di cui sopra ed evitare ROTTURE FRAGILI e LA FORMAZIONE DI MECCANISMI INSTABILI, in ambedue le classi si fa ricorso ai procedimenti tipici della GERARCHIA DELLE RESISTENZE.

Si decide a priori in fase di progettazione dove si devono localizzare le zone dissipative e si decide a priori con quale ordine gli elementi componenti la struttura devono procedere verso la plasticizzazione.

LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SECONDO DM2008 (2.3)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il metodo dei "COEFFICIENTI PARZIALI" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove: R_d = resistenza di progetto Valutata in base alle resistenze di progetto R_{ki} / γ_M dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche;

E_d = il valore di progetto dell'effetto delle azioni valutato in base ai valori di progetto $F_{kj} * \gamma_{Fj}$ delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

LA VITA NOMINALE (2.4.1)

Numero di anni nei quali la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

LA CLASSE D'USO (2.4.2)

Ogni struttura, IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE, deve essere assegnata ad una classe d'uso in funzione delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA VR (2.4.3)

Le azioni sismiche da applicare alla struttura devono essere valutate in relazione ad un PERIODO DI RIFERIMENTO VR che si ottiene a partire dalla VITA NOMINALE moltiplicandola per un COEFFICIENTE D'USO CU che a sua volta dipende dalla CLASSE D'USO secondo la tabella seguente:

$$V_R = V_N * C_U$$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso CU

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE CU	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Ogni struttura, IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE, deve essere assegnata ad una classe d'uso in funzione delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso:

CHI decide VN e CLASSE D'USO ???

LE MODIFICHE PER PASSARE AL DM2008 PER UN MODELLO GIÀ VALUTATO SECONDO DM96

Occorre definire i parametri:

- Vita nominale 50 anni
- Classe d'uso III
- Classe di Duttività Bassa

MODELLO GEOMETRICO

Nessuna particolare modifica se non derivante dalla successiva fase di progettazione-verifica

MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Classificazione delle azioni (2.5.1)

- Dirette, indirette, degrado
- Statiche, pseudo statiche (statiche equivalenti), dinamiche
- Permanenti: Pesì propri strutturali (G1), Pesì propri non strutturali (G2), Precompressioni (P)
- Variabili (Q)
- Eccezionali (A)
- Sismiche (E)

Caratterizzazione delle azioni elementari variabili (2.5.2)

- Valore caratteristico Q_{kj}
- Valore quasi permanente $Q_{kj} * \psi_{2j}$
- Valore frequente $Q_{kj} * \psi_{1j}$
- Valore raro $Q_{kj} * \psi_{0j}$

Coefficienti di combinazione ψ per le diverse tipologie di azioni variabili (2.5.3)

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

SOVRACCARICHI VARIABILI

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]	
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00	C1
B	Uffici.				
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00	C1
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00	C2
C	Ambienti suscettibili di affollamento				
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00	C3
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00	C5
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00	C4
D	Ambienti ad uso commerciale.				
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00	C3
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00	C4
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.				
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*	C9
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—	
F-G	Rimesse e parcheggi.				
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**	C8
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—	
H	Coperture e sottotetti				
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00	C6
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza			
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—	C7
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati					
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso					

Valori modificati rispetto al DM96

Di fatto NESSUNA modifica sui carichi variabili distribuiti q_k

AZIONE SISMICA (3.2)

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

COME CALCOLARE I VALORI DEI PARAMETRI NECESSARI (3.2 + ALLEGATO)

Dalla Tabella 3.2.I conosciamo per ogni Stato Limite la PROBABILITA' di superamento PVR.

In Tabella 1 vengono forniti, per 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno T_R (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni), i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

ID	LON	LAT	T _R =30			T _R =50			T _R =72			T _R =101			T _R =140			T _R =201			T _R =475			T _R =975			T _R =2475		
			a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '
13111	6.5448	45.134	0.263	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21	0.394	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.545	2.50	0.24	0.640	2.49	0.25	0.943	2.44	0.27	1.267	2.42	0.27	1.767	2.43	0.29
13333	6.5506	45.085	0.264	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21	0.395	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.543	2.50	0.24	0.636	2.50	0.25	0.935	2.44	0.27	1.254	2.42	0.28	1.751	2.44	0.29
13555	6.5594	45.035	0.264	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20	0.393	2.55	0.22	0.466	2.50	0.24	0.540	2.51	0.24	0.630	2.51	0.25	0.923	2.45	0.27	1.237	2.43	0.28	1.729	2.44	0.29
13777	6.5621	44.985	0.263	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20	0.391	2.55	0.22	0.462	2.51	0.24	0.535	2.51	0.24	0.621	2.52	0.25	0.909	2.46	0.27	1.217	2.44	0.28	1.703	2.44	0.29
12890	6.6096	45.188	0.284	2.46	0.19	0.364	2.51	0.21	0.431	2.50	0.22	0.509	2.48	0.24	0.585	2.50	0.24	0.695	2.47	0.25	1.006	2.44	0.27	1.336	2.43	0.27	1.844	2.44	0.29
13112	6.6153	45.139	0.286	2.46	0.19	0.366	2.51	0.21	0.433	2.50	0.22	0.511	2.48	0.24	0.586	2.50	0.25	0.695	2.47	0.25	1.005	2.45	0.27	1.336	2.43	0.27	1.841	2.44	0.29
13334	6.621	45.089	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.434	2.50	0.22	0.511	2.49	0.24	0.586	2.51	0.25	0.694	2.48	0.25	1.001	2.45	0.27	1.332	2.43	0.27	1.835	2.44	0.29
13556	6.6268	45.039	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.433	2.51	0.22	0.510	2.49	0.24	0.584	2.51	0.25	0.691	2.48	0.25	0.996	2.45	0.27	1.325	2.44	0.28	1.828	2.44	0.29
13778	6.6325	44.989	0.288	2.46	0.19	0.366	2.52	0.21	0.430	2.51	0.22	0.507	2.50	0.24	0.580	2.51	0.25	0.686	2.49	0.25	0.989	2.45	0.27	1.318	2.44	0.28	1.819	2.44	0.29
14000	6.6383	44.939	0.286	2.47	0.19	0.363	2.52	0.21	0.426	2.52	0.22	0.502	2.50	0.24	0.576	2.52	0.24	0.679	2.49	0.25	0.981	2.45	0.27	1.307	2.44	0.28	1.807	2.44	0.29
14222	6.6439	44.889	0.284	2.47	0.19	0.360	2.53	0.21	0.421	2.53	0.22	0.497	2.50	0.24	0.570	2.52	0.24	0.671	2.50	0.25	0.970	2.45	0.27	1.294	2.44	0.28	1.792	2.44	0.29
12891	6.6803	45.192	0.306	2.43	0.20	0.389	2.50	0.21	0.467	2.47	0.23	0.544	2.49	0.23	0.625	2.50	0.25	0.736	2.47	0.26	1.049	2.46	0.27	1.374	2.46	0.28	1.875	2.46	0.29
10228	6.6826	45.794	0.283	2.42	0.20	0.364	2.46	0.22	0.430	2.46	0.24	0.505	2.44	0.25	0.577	2.48	0.26	0.679	2.48	0.26	0.992	2.43	0.27	1.335	2.38	0.28	1.924	2.30	0.30
13113	6.686	45.143	0.309	2.43	0.20	0.391	2.51	0.21	0.470	2.47	0.23	0.546	2.49	0.23	0.627	2.50	0.25	0.737	2.48	0.26	1.048	2.46	0.27	1.373	2.46	0.28	1.873	2.46	0.29
10450	6.6885	45.745	0.278	2.44	0.20	0.356	2.48	0.22	0.415	2.50	0.23	0.485	2.47	0.25	0.553	2.49	0.26	0.639	2.50	0.27	0.913	2.49	0.28	1.242	2.37	0.29	1.742	2.33	0.30
13335	6.6915	45.093	0.310	2.43	0.20	0.392	2.51	0.21	0.470	2.48	0.23	0.546	2.50	0.23	0.626	2.51	0.25	0.736	2.48	0.26	1.046	2.46	0.27	1.370	2.46	0.28	1.870	2.46	0.29
10672	6.6942	45.695	0.275	2.45	0.20	0.351	2.49	0.21	0.406	2.52	0.23	0.475	2.49	0.25	0.541	2.52	0.25	0.618	2.53	0.26	0.862	2.54	0.28	1.125	2.54	0.29	1.543	2.55	0.30
13557	6.6973	45.043	0.311	2.44	0.20	0.392	2.52	0.21	0.469	2.48	0.23	0.545	2.50	0.23	0.624	2.51	0.25	0.733	2.48	0.26	1.042	2.46	0.27	1.366	2.46	0.28	1.866	2.46	0.29
13779	6.7029	44.993	0.310	2.44	0.20	0.391	2.52	0.21	0.467	2.48	0.23	0.543	2.50	0.23	0.621	2.51	0.25	0.730	2.49	0.26	1.038	2.46	0.27	1.363	2.45	0.28	1.863	2.46	0.29
14001	6.7086	44.943	0.309	2.44	0.20	0.389	2.52	0.21	0.464	2.49	0.23	0.540	2.50	0.24	0.616	2.52	0.25	0.726	2.49	0.26	1.033	2.46	0.27	1.358	2.45	0.28	1.860	2.46	0.29
14223	6.7142	44.893	0.307	2.45	0.20	0.386	2.52	0.21	0.460	2.49	0.23	0.536	2.51	0.23	0.611	2.52	0.25	0.721	2.49	0.26	1.027	2.46	0.27	1.353	2.45	0.28	1.854	2.45	0.29
14445	6.7198	44.843	0.305	2.45	0.20	0.383	2.53	0.21	0.456	2.50	0.22	0.531	2.51	0.24	0.605	2.52	0.25	0.715	2.49	0.26	1.021	2.46	0.27	1.347	2.45	0.28	1.848	2.45	0.29
9785	6.7426	45.898	0.315	2.37	0.20	0.409	2.41	0.22	0.500	2.37	0.24	0.585	2.44	0.25	0.690	2.40	0.26	0.814	2.40	0.26	1.190	2.37	0.27	1.587	2.34	0.28	2.281	2.26	0.30

Attraverso l'espressione [1] dell' ALLEGATO e per la VR assegnata alla struttura possiamo ricavare per ogni Stato Limite il corrispondente valore del tempo di ritorno TR:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Nell'esempio per VR=50*1,5 = 75anni

Ricaviamo: TR (81%) = 45 anni

TR (63%) = 75 anni

TR (10%) = 712 anni

TR (5%) = 1462 anni

Sulla base della Latitudine e della Longitudine del sito ricaviamo i 4 punti del reticolo che circoscrivono il punto stesso.

Per ognuno di questi punti conosciamo dalla tabella i valori di ag, Fo, TC in corrispondenza dei tempi di ritorno della tabella.

Possiamo quindi ricavare i valori di ag, Fo, TC in corrispondenza dei tempi di ritorno TR(81%) ... TR(5%) per i quattro punti attraverso la espressione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Dove "p" rappresenta il generico parametro ag, Fo, TC e TR1 e TR2 sono i tempi di ritorno più prossimi a TR

Ricaviamo infine i valori dei parametri nel punto di interesse interpolando il valore di ogni parametro tra i quattro valori corrispondenti ai quattro punti del reticolo attraverso l'espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad [3]$$

nella quale:

p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i è il valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

Il processo descritto essendo puramente meccanico è probabilmente svolto automaticamente dai software di calcolo (ad esempio in CMP attraverso il dialogo a fianco) Inserendo i valori di Lon = 14,2391 e Lat = 41,6012 Per ogni SL sono calcolati i parametri necessari. Come possiamo vedere automaticamente CMP attiva gli stati limite SLD, SLV sempre necessari e anche SLO in quanto si è dichiarata una struttura di classe III. Lo SLC è disattivo e può essere attivato dal progettista qualora ne ricorrano le condizioni (struttura con isolamento sismico o elementi di vincolo temporaneo). Abbiamo a questo punto ricavato i parametri di aggancio per il calcolo degli spettri di risposta corrispondenti. Come controllo dei valori trovati è possibile utilizzare anche il software apposito del ministero scaricabile gratuitamente.

CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Si denomina "risposta sismica locale" l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "superficie" il "piano di riferimento" quale definito, per le diverse tipologie strutturali, al § 3.2.2 delle NTC.

Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- **effetti stratigrafici**, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;

- **effetti topografici**, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

VALUTAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE

Al fine di ricavare le azioni sismiche applicate alla struttura dobbiamo costruire innanzitutto lo "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali" da cui potremo ricavare gli spettri di progetto.

Lo "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali" è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

Essendo:

S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V)

S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0,55, \tag{3.2.6}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

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

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_c \cdot T_C^*, \tag{3.2.7}$$

dove

T_C^* è definito al § 3.2 e

C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C/3, \tag{3.2.8}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \overline{a_g/g} + 1,6 \tag{3.2.9}$$

Al fine di individuare le forme spettrali di cui sopra occorre definire quindi ancora alcuni parametri:

“La categoria del sottosuolo” è definibile in base alla tabella 3.2.II:

- Per l'identificazione della categoria di sottosuolo è fortemente raccomandata la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . In particolare, fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$, di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Tale valore può essere ricavato da apposite indagini geognostiche e normalmente è fornito direttamente dal geologo che segue le indagini.

- In mancanza di misure di V_s , l'identificazione della categoria di sottosuolo può essere effettuata sulla base dei valori di altre grandezze geotecniche, quali il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica (NSPT) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa e la resistenza non drenata (c_u) per depositi di terreni prevalentemente a grana fine.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositì di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositì di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Da cui si ricavano i valori S_s e C_c attraverso la seguente tabella

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

- “La categoria Topografica” definibile attraverso le indicazioni di Tabella 3.2.IV

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Da cui possiamo ricavare il coefficiente S_T

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

In modo analogo è ricavabile lo “Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale”

E' a questo punto possibile passare agli spettri di risposta di progetto per ogni Stato Limite attraverso le seguenti considerazioni:

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio (3.2.3.4)

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi (3.2.3.5)

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato:

- della capacità dissipativa anelastica della struttura,
- della sua sovreresistenza,
- dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nel capitolo 7.

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{aligned} \tag{3.2.4}$$

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

LA GESTIONE DEGLI SPETTRI

I software generano normalmente automaticamente sia gli spettri elastici che gli spettri di progetto sulla base delle informazioni di cui sopra e delle ulteriori informazioni, per la cui definizione facciamo riferimento al capitolo 7 della norma per le diverse tipologie strutturali, che sono imputabili ad esempio in CMP attraverso il seguente dialogo:

Parametri Generali Azione Sismica

D.M. 1996

Grado di sismicità: S 9

Coefficiente di protezione sismica: I 1.4

Coefficiente di fondazione: e 1

Coefficiente di struttura: β 1

Coefficiente per forze verticali: m 2

Parametri per Sismi Verticali

DM 14/1/2008

Categoria suolo fondazione: C

Categoria Topografica: 1

Percentuale smorzam. ξ 5

Fattore di struttura: qx 1 qy 1 qz 1.5

Coefficiente Lambda: λ 1

Selez. elem. con sisma verticale: [dropdown]

Coefficiente eccentricità accidentale centro di massa: 0.05

Ecc. Costante

Auto Lx 0 Ly 0 cm

Considera peso proprio nel calcolo dell'offset masse

Definizione piani per calcolo offset delle masse

% per ottenere la rigidezza fessurata 100

Periodo Tc (sec.) xy 0.5958 z 0.15 Auto

Analisi PushOver

Parametri Analisi PushOver

Chiudi

In particolare occorre normalmente definire per la struttura in esame il **FATTORE DI STRUTTURA** (3.2.3.5 + 7.3.1) che a sua volta dipende da diversi parametri.

- La Regolarità in pianta (7.2.2 + 7.3.1)
- La Regolarità in altezza (7.2.2 + 7.3.1)
- L'eccentricità accidentale (7.2.6 + 7.3.3.1 + 7.3.3.2)
- L'effetto degli elementi secondari NON strutturali (7.2.3)
- La Tipologia strutturale (7.4.3)
 - o ATTENZIONE alle strutture deformabili torsionalmente
- Ulteriori dati che consentano di svolgere tutte le successive fasi di calcolo e verifica.

In base a quanto sopra otteniamo gli spettri di progetto.

I METODI DI ANALISI

- Metodi previsti di analisi (4.1.1 in generale)
 - o Lineare o non lineare
 - Lineare (4.1.1.1 + 7.3.1)

Dal 4.1.1.1:

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro le analisi saranno effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidzze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidzza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidzza delle sezioni interamente reagenti);
- per gli stati limite di esercizio, rigidzze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.

Dal 7.3.1

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario (§ 3.2.3.4). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

o Statica (7.3.3.2)

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

Il sistema di forze da applicare coincide sostanzialmente con quello già previsto nelle norme precedenti

dinamica (7.3.2 + 7.3.3 per l'analisi sismica)

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa). In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Analisi non lineare statica "analisi di pushover) (7.3.4.1 + C7.3.4.1)

AZIONI DEL VENTO (3.3)

Pur modificando letteralmente alcune formule resta sostanzialmente invariata la gestione rispetto al 96 salvo che la pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho_0 * v_b^2 \quad (= v_{ref}^2/1,6 \text{ del dm96 essendo } \rho_0=1,25)$$

si ricava dal valore di v_b "velocità di riferimento caratteristica" a 10m di altezza su suolo con categoria di esposizione II riferita ad un tempo di ritorno di 50anni.

Se il tempo di ritorno desiderato per l'opera (è la VITA NOMINALE V_N dell'opera ?) è diverso da 50 anni, la circolare chiarisce che il valore $v_b(TR)$ da assumere si ricava dalla formula

$$V_b (TR) = \alpha_R * v_b (50) \quad \text{dove}$$

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (C3.3.2)$$

Altra piccola modifica consiste nella limitazione a 1500m di altitudine della validità della formula di calcolo della $v_b(50)$ oltre la quale occorrono decisioni ad hoc e la variazione dei parametri $v_{b,0} / a_0$ e k_s per Liguria e provincia di Trieste.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

AZIONE DELLA NEVE (3.4)

Si modifica la suddivisione in zone

Sito del progetto Molise -> si passa da zona I a zona II

Si modificano le formule di calcolo

$$\text{Per } a_s=550\text{m slm} \quad q_{sk} = 0,85 * (1 + (a_s/481)^2) \text{ KN/m}^2 = 1,96 \text{ KN/m}^2$$

(nel DM96 era $q_{sk}=2,65 \text{ KN/m}^2$)

Entrano due nuovi coefficienti

CE coefficiente di esposizione (tabella 3.4.1) -> Topografia: condizione Normale =1

Ct coefficiente termico: in assenza di specifico studio si pone = 1

Si modificano i coefficienti di forma e le condizioni di combinazione

AZIONE DELLA TEMPERATURA (3.5)

Nessuna modifica particolare

Indicazione più dettagliate su:

- Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali
- Irraggiamento solare
- Delta T da considerare per diverse tipologie strutturali
- Coefficienti di dilatazione termica

LE AZIONI ECCEZIONALI (3.6)

INCENDIO

ESPLOSIONI

URTI

I NUOVI MATERIALI

Le classi di resistenza (4.1)

I limiti d'uso anche in relazione alla classe di esposizione (ad esempio con classe di esposizione XC3 la classe minima è la C28/35)

Le classi ammesse per la zona sismica (7.4.1)

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25

La caratterizzazione dei materiali (11)

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- identificati univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- qualificati sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- accettati dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Materiali certificati CE e materiali non certificati

ATTENZIONE agli oneri del direttore dei lavori per l'accettazione e il controllo

Calcestruzzo (11.2)

Il controllo

Le resistenze caratteristiche (11.2.10)

Calcestruzzo (11.3)

Il controllo

Le resistenze caratteristiche (11.3.2)

IL CALCOLO mediante analisi dinamica lineare

Il controllo degli effetti del secondo ordine (7.3.1)

Il parametro Teta

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1 \quad (7.3.2)$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

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

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

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

LE COMBINAZIONI (2.5.3 + 7.3.5)

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

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

I coefficienti psi sono quelli della tabella 2.5.1

Nella combinazioni sismica non si esplicita il fatto che le quote di azione accidentale possano non esistere all'atto della verifica così come non si prevede che si possano presentare sul singolo elemento strutturale con la loro massima intensità.

RIASSUMENDO

- Le condizioni gravitazionali sono assoggettate in ogni tipo di SL a diversi coefficienti di probabilità psi; in particolare le azioni accidentali hanno tre diversi coefficienti in base ai quali si costruiscono le peggiori permutazioni consentite. Ogni azione è poi associata ad un coefficiente gamma che può variare tra un valore minimo e massimo per tenere conto di un effetto a favore o sfavore di sicurezza
- Le condizioni sismiche devono considerare la contemporanea azione di sismi in tutte le direzioni ma con coefficienti variabili: 1 sisma al 100% e gli altri ridotti al 30%. E' necessario poi considerare la possibilità di azione con segno negativo.
- Dobbiamo considerare combinazioni per SLU e per SLE
- Gli SLU potranno essere di tipo EQU, STR, GEO con differenti coefficienti gamma
- Gli SLU potranno essere SISMICI o NON SISMICI
- Gli SLU SISMICI possono essere di tipo SLV o SLC o SLD2/3
- Gli SLU SISMICI prevedono la permutazione dei pesi dei sismi X, Y, Z
- Gli SLU NON SISMICI prevedono la permutazione dei pesi delle azioni accidentali indipendenti (valore caratteristico di una azione associato al valore raro delle altre)
- Gli SLE potranno essere SISMICI o NON SISMICI
- Gli SLE SISMICI possono essere di tipo SLO o SLD

- Gli SLE SISMICI prevedono la permutazione dei pesi dei sismi X, Y, Z
- Gli SLE NON SISMICI prevedono la permutazione dei pesi delle azioni accidentali indipendenti (es: valore raro di una azione associato al valore frequente delle altre)
- Ci sono infine le eventuali combinazioni SLU ECCEZZIONALI per le quali cambia la modalità di esecuzione delle verifiche (diverso comportamento del materiale)

Quanto sopra per ogni grandezza da assoggettare a verifica con eventuale applicazione di diversi coefficienti.

Le combinazioni sono quindi INNUMEREVOLI: decine, centinaia, migliaia o milioni

Se eseguiamo tutte queste combinazioni su tutta la struttura ci ritroviamo a dovere gestire una quantità di dati spropositata.

Ma è necessario analizzarle tutte e su tutta la struttura ?

La risposta alla prima domanda sarebbe SI: infatti è necessario analizzarle tutte in quanto a priori non è possibile escluderne alcuna.

La risposta alla seconda domanda è NO in quanto ogni combinazione può essere significativa (la peggiore) in uno, due o dieci punti e risultare invece assolutamente trascurabile in tutto il resto della struttura.

LA GESTIONE DELLE COMBINAZIONI ECCEZZIONALI (3.6 + 4.1.4)

In relazione alle condizioni elementari eccezionali

Le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,0$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

In relazione alle condizioni sismiche SLD2/3 (7.3.7.1) come verifica per comb. Eccezionale

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

APPROCCIO 1 e APPROCCIO 2 (2.6)

Con riferimento alle tipologie base degli SLU (EQU, STR, GEO) il punto 2.6.1 fornisce i valori dei coefficienti da applicare per determinare le combinazioni da sottoporre a verifica e fornisce al progettista la possibilità di optare per due differenti approcci in termini di gestione della sicurezza. Qual è la differenza tra i due? ... NON E' CHIARO

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti norme.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel successivo Capitolo 6.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

TRAVI E PILASTRI

LE VERIFICHE SLU non sismiche

- resistenze di calcolo dei materiali (4.1.2.1.1)
- verifica a pressoflessione per travi e pilastri (4.1.2.1.2)
- verifica a taglio per travi e pilastri (4.1.2.1.3) con e senza armature + traslazione del momento
- verifica a torsione (quando serve ?) (4.1.2.1.4) (-> xls)

Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono, è necessario condurre la verifica di resistenza nei riguardi delle sollecitazioni torcenti. Qualora, invece, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di congruenza e la sicurezza della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario condurre le verifiche.

- verifiche di stabilità per elementi snelli (4.1.2.1.7) snellezza limite e stabilità globale

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

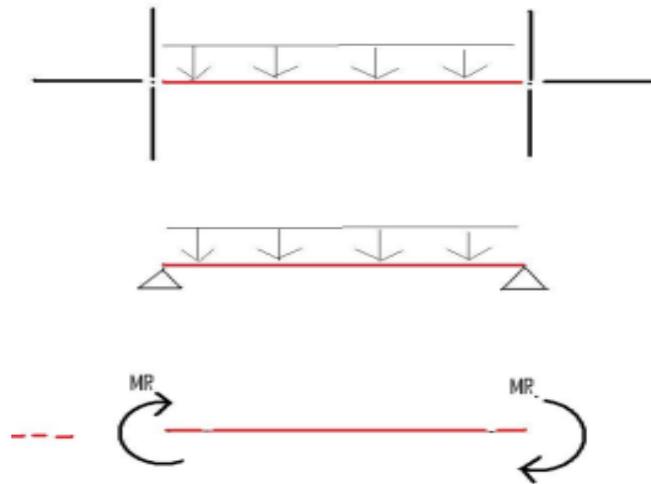
VERIFICHE SLU sismiche

- Verifiche in termini di resistenza: normali a pressoflessione e taglio come per le condizioni non sismiche;
- Verifiche in termini di duttilità: i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme devono possedere una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato: ciò si ottiene applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie strutturali.

Gerarchia delle resistenze (7.4.4.1 + 7.4.4.2 + 7.4.4.3)

L'applicazione della Gerarchia delle Resistenze prevede che la verifica di un elemento strutturale possa dipendere da quella di un altro elemento presupponendo quindi che questo sia già stato precedentemente armato se in ca. Per assicurare questa condizione si può ad esempio sviluppare preventivamente una normale progettazione a cui fare seguire la fase di verifica in GR e le eventuali necessarie modifiche

- TRAVI: MOMENTO – TAGLIO (7.4.4.1)
 - o (7.4.4.1.1) Sollecitazioni di progetto per Momento e Taglio
 - Momento -> da calcolo
 - Taglio -> Valore amplificato secondo il criterio sotto esposto



Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi.

- o (7.4.4.1.2) Verifiche di resistenza
 - per Flessione -> normale verifica con le sollecitazioni sismiche
 - per Taglio in CDB -> verifica normale con le sollecitazioni modificate di cui sopra
 - per Taglio in CDA -> come in CDB salvo che è imposto nelle zone critiche $\text{ctg}(\text{Teta})=1$

Se si vuole riuscire ad acquisire un minimo di sensibilità occorre potere con il software a disposizione controllare l'effetto della gerarchia delle resistenze ad esempio disattivandone gli effetti.

- PILASTRI (7.4.4.2)

o (7.4.4.2.1) Sollecitazioni di calcolo all'attacco PILASTRO-TRAVE

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1.10$ per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

- o Il caso della sezione di base dei pilastri del piano terreno

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{C,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

- o Il caso della sezione di sommità dei pilastri dell'ultimo piano

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

- o La GR Taglio-Momento per il pilastro

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

- o (7.4.4.2.2) Le verifiche di resistenza a Pressoflessione e a Taglio

Per le strutture in CD "B" ed in CD "A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica di cui sopra costituisce il motivo di tratti di diagrammi di verifica costanti per i quali ci aspetteremmo invece in base a diagrammi flettenti a farfalla analoghi diagrammi di tipo triangolare.

Motivo anche della impossibilità di migliorare la verifica modificando le armature in quanto indipendente da queste ultime.

- NODO TRAVE-PILASTRO (7.4.4.3)

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

- o Verifiche solo per CDA

VERIFICHE SLE sismiche

- Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (7.3.7.1)

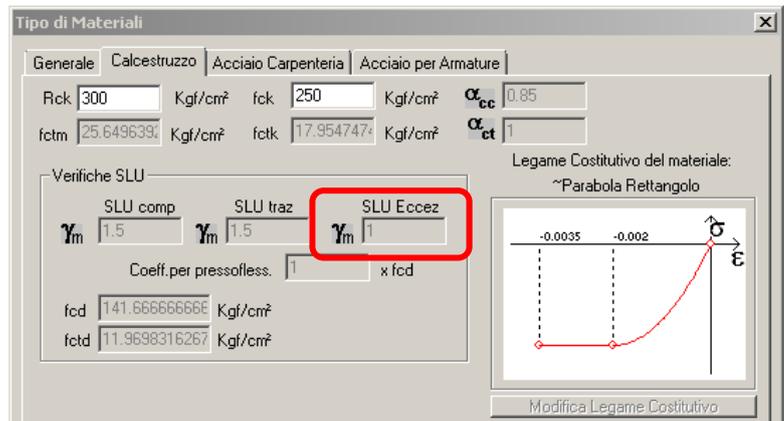
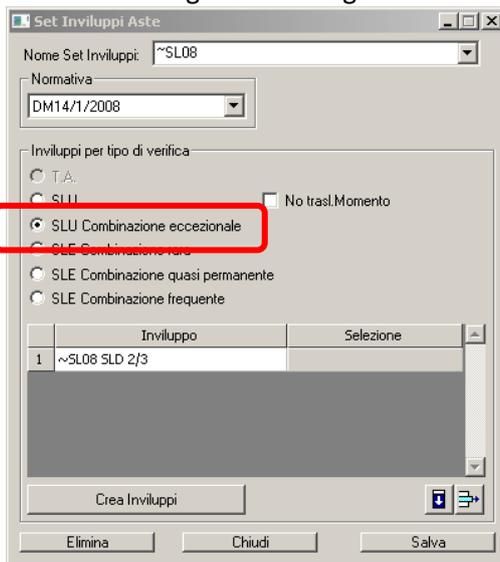
Per le sole costruzioni in classe III e IV per limitare i danneggiamenti, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d). calcolato con riferimento alle situazioni eccezionali.

La verifica avendo come obiettivo di limitare i danneggiamenti è inquadrata come verifica di esercizio ma in pratica richiede di svolgere una verifica di resistenza a SLU nella quale:

- le azioni sono ricavate dalle azioni sismiche a SLD derivanti dalla considerazione di uno spettro elastico modificato attribuendo a η il valore di 2/3 anziché 1 per tenere in conto la sovrarresistenza degli elementi strutturali.
- le resistenze sono ottenute con riferimento a legami costitutivi modificati in considerazione di coefficienti parziali di sicurezza gamma pari a 1 sia per il cls che per l'acciaio..

Questo tipo di verifica dovrebbe essere gestito mediante la introduzione di una apposita tipologia di combinazioni in corrispondenza delle quali la procedura di verifica deve eseguire la verifica in forma modificata attraverso l'uso di un legame costitutivo del materiale opportunamente modificato

Nelle figure sotto la gestione ad esempio del software CMP..



- **Spostamenti assoluti (7.3.3.3)**

Gli spostamenti assoluti valutati per l'azione sismica di progetto a SLV sono utilizzati per controllare:

- La dimensione dei giunti per evitare il martellamento tra corpi distinti;
- La dimensione di aree di appoggi per evitare la perdita di equilibrio di parti di struttura
- Altre condizioni ... comunque correlate a controlli di sicurezza globale

Gli spostamenti d_E da utilizzare sono ricavati da quelli derivanti dall'analisi moltiplicandoli per un fattore μ pari a:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (7.3.8)$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{aligned} \quad (7.3.9)$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Essendo q il fattore di struttura nella direzione considerata

-
-

Spostamenti relativi (7.3.7.2) SLD/SLO: contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{ip} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{ip} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

- c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

- d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo.

Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

LE PARETI

Definizione di PARETE (7.4.3.1)

⁴ Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di accoppiamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

Tipologie strutturali (7.4.3.1) e fattore α (7.4.3.2)

- Struttura a pareti
- mista telaio parete equivalente a parete
- controllo parametro T_{eta}

VERIFICHE SLU non sismiche

- Nessuna indicazione aggiuntiva rispetto a travi-pilastrini

VERIFICHE SLU sismiche

- Sollecitazioni di calcolo (7.4.4.5.1)
- Verifiche Pressoflessione
- Verifiche taglio

LE PIASTRA

La presenza di una piastra all'interno di un modello non genera nessuna modifica di comportamento rispetto ai casi precedentemente visti.

Non ci sono infatti, né in condizioni non sismiche che in condizioni sismiche specifiche indicazioni né in termini di calcolo delle azioni di progetto né in termini di valutazione delle resistenze e della sicurezza di progetto rispetto agli elementi trave salvo che per la "verifica di punzonamento" che peraltro può accadere che sia necessario svolgere anche con elementi trave qualora siano di elevata larghezza rispetto ai pilastri che le sostengono.

- **Verifiche di punzonamento (4.1.2.1.3.4)**

Le verifiche di punzonamento sono verifiche a SLU. La norma DM2008 è estremamente succinta rimandando a formule di comprovata affidabilità come sotto indicato e introducendo solo una significativa differenza rispetto al DL96 e cioè affermando che "**la sollecitazione distribuita su di un**

perimetro efficace di piastra distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della piastra stessa" anziché distante d come previsto dal DM96.

4.1.2.1.3.4 Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati

Le lastre devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della piastra stessa.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura.

Nel caso di piastre di fondazione si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

LE FONDAZIONI (cap 6 e 7.2.5 + 7.11)

Il DM 2008 specifica esplicitamente le fasi che devono comporre il progetto geotecnico:

- 1 caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 2 scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- 3 caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- 4 descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- 5 verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- 6 piani di controllo e monitoraggio.

Relativamente al primo punto è necessario organizzare le indagini in modo da soddisfare i requisiti di cui al punto 3.2.2 e in particolare:

- Determinazione della velocità V30
- Assegnazione della categoria del suolo

Le indagini e le prove devono essere svolte da laboratori riconosciuti

Per costruzioni di modesta rilevanza poste in siti conosciuti sotto il profilo geotecnico il progettista si può assumere tutta la responsabilità delle scelte

VERIFICHE A SLU (6.2.3.1)

6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right], \quad (6.2.2b)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]. \quad (6.2.3)$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

LE AZIONI (6.2.3.1.1)

Si ricavano utilizzando i coefficienti parziali già visti al 2.6.1

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

LE RESISTENZE (6.2.3.1.2)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$.

In altre parole se seguo il metodo A):

- Dalle indagini geognostiche ricavo mediante prove di laboratorio i valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- Dividendo i valori caratteristici per il coefficiente parziale di sicurezza γ_M ottengo i valori di progetto dei parametri geotecnici
- Usando i valori di progetto dei parametri caratteristici inseriti nelle formule analitiche di calcolo trovo le Resistenze di calcolo

- Dividendo infine le Resistenze di calcolo per il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Rd} ottengo i valori di progetto delle Resistenze R_d da confrontare con le azioni di progetto E_d .

REQUISITI DELLE FONDAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE (7.2.5)

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

PROBLEMA: qualora si utilizzi un unico modello di calcolo che comprenda sia le fondazioni che la struttura in elevazione come distinguere le componenti di sollecitazione di progetto derivante dalla applicazione degli N agenti sui pilastri da quelle derivanti dagli M resistenti o agenti amplificati? Normalmente infatti si hanno a disposizione gli effetti dovuti alle azioni gravitazionali e/o sismiche ma comprendenti sia l'effetto dell' N che del corrispondente M .