



# LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

(DM 14 Gennaio 2008)

## ***DOCUMENTO 1***

SICUREZZA, PRESTAZIONI ATTESE ED AZIONI  
*Con riferimento ragionato alle costruzioni esistenti*



Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE

**P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA**

DOCUMENTO DI STUDIO E  
COMMENTO SUL DM08

- DM 14 GENNAIO 2008 -



1	SICUREZZA, PRESTAZIONI ATTESE ED AZIONI DI STRUTTURE ESISTENTI .....	3
1.1	Premessa .....	3
1.2	Criteri Generali .....	3
1.3	La valutazione della sicurezza .....	4
1.4	Vita Nominale, Classi d'uso e Periodo di Riferimento .....	4
1.5	Azione sismica .....	6
1.5.1	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche .....	9
1.5.2	Valutazione dell'azione sismica.....	10
1.5.2.1	Gli spettri elastici secondo il DM05 e il DM08 – Esempi e confronti.....	11
	<i>Struttura strategica – località in prossimità di Ancona – punto su griglia .....</i>	<i>11</i>
	<i>Struttura strategica – località Visso – punto non coincidente con la griglia.....</i>	<i>16</i>
1.5.3	Gli spettri di progetto .....	25
1.5.4	La combinazione delle azioni sismiche e statiche .....	25
1.5.4.1	La combinazione delle azioni agli SLU nel DM08: .....	26
1.5.4.2	La combinazione statica delle azioni agli SLU per strutture esistenti (fase di Verifica)....	27
1.5.4.3	La combinazione sismica per strutture esistenti.....	29
1.6	Conclusioni.....	30

# 1 SICUREZZA, PRESTAZIONI ATTESE ED AZIONI DI STRUTTURE ESISTENTI

## 1.1 Premessa

*“Per quanto non diversamente specificato nel presente capitolo, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti.”* – Paragrafo 8.2: CRITERI GENERALE – COSTRUZIONI ESISTENTI

*“I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito specificato.”* – Paragrafo 8.5.5: AZIONI – COSTRUZIONI ESISTENTI

Attraverso queste due fondamentali “indicazioni” rintracciabili all’interno del capitolo 8 relativo alle “Costruzioni Esistenti”, le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14 Gennaio 2008 (DM08), pur se con ulteriori ed importanti specifiche generali applicabili ai casi trattati nella predetta sezione normativa, si propone di applicare i principi fondamentali di sicurezza e prestazioni attese validi per le nuove costruzioni, anche alle strutture che fanno già parte del patrimonio costruttivo nazionale.

Le indicazioni interne al capitolo 8 non riescono, tuttavia, a riportare in modo esaustivo tutte le specifiche che potrebbero essere aggiunte nell’applicazione dei principi generali alle strutture esistenti, per cui si è reso necessario ripercorrere passo passo le note normative riportando, a completamento, particolari osservazioni e commenti.

## 1.2 Criteri Generali

La sicurezza e le prestazioni di un’opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la **vita nominale**.

Per quello che riguarda gli stati limite da considerare per la valutazione della sicurezza strutturale di un edificio, il DM08 specifica chiaramente che “[...] in presenza di azioni sismiche, gli SLU e gli SLE sono quelli precisati nel § 3.2.1”, dove vengono elencati sostanzialmente due stati limite di esercizio (*Stato Limite di Operatività (SLO)*, *Stato Limite di Danno (SLD)*) e due stati limite ultimi (*Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*, *Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)*).

Tuttavia, la norma sottolinea anche che *“Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi”*. Infatti, nel capitolo 8, al paragrafo 8.3 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – per le strutture esistenti, viene data la possibilità di eseguire le verifiche e l’eventuale progetto, con riferimento ai soli SLU, dei quali si può scegliere se conseguire lo SLV od in alternativa lo SLC.

La verifica nei confronti degli stati limite di esercizio può essere effettuata stabilendo di concerto col il Committente, i relativi livelli di prestazione.

L’opportunità di poter trascurare la verifica allo stato limite di danno trova giustificazione nella precisa scelta del normatore di focalizzare l’attenzione verso quegli stati limite di verifica che più si avvicinano al collasso, ritenendo quindi che una costruzione esistente debba essere soprattutto preservata dall’eventuale crollo; tuttavia, almeno per alcune categorie di edifici quali ad esempio gli ospedali, dove anche un piccolo danneggiamento può provocare l’interruzione di servizi di primaria importanza, la valutazione dello stato limite di esercizio diventa assolutamente imprescindibile.

Quindi, per certi edifici può essere molto importante controllare che per piccoli e più ricorrenti terremoti, l’edificio non riporti danni alle parti non strutturali, tuttavia la norma non dà criteri né indicazioni per definire quali sono i casi in cui la verifica agli stati limite di esercizio si renda necessaria, rimandando tutto al concerto tra Progettista e Committente.

Tra i principi fondamentali elencati dal DM08, quelli legati alla “robustezza nei confronti di azioni eccezionali” e di “durabilità”, in linea teorica andrebbero applicati anche alle strutture esistenti.

Di fatto le azioni eccezionali previste per il test di robustezza sono tecnicamente applicabili, ma si ritiene opportuna l'esecuzione di tali verifiche solo se strettamente necessario anche se, in effetti, la norma non riporta criteri di necessità, né rimanda all'eventuale concerto tra Progettista e Committente.

Il discorso della durabilità è invece improponibile per le strutture esistenti in generale e lo è ancor di più per edifici costruiti prima del DM96; questi fabbricati sono infatti caratterizzati tipicamente da calcestruzzi di scarsa resistenza, la cui durabilità è fortemente compromessa da uno stato di degrado solitamente avanzato. D'altronde la durabilità di un calcestruzzo è garantita da un corretto mix-design ed è dunque appannaggio di calcestruzzi nuovi.

### 1.3 La valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente non può, in linea di principio, non tener conto di alcuni aspetti specifici; il DM08 al Paragrafo 8.2 ed 8.3, sottolinea in modo netto che la procedura di valutazione, sia essa indirizzata alla verifica ovvero al progetto, dovrà essere caratterizzata da una serie preliminare di attività finalizzate alla corretta “conoscenza” del manufatto esaminato, nel pieno rispetto di tutti quei criteri di indagine che, ad esempio, costituiscono una parte rilevante dell'opcm 3431.

La norma sancisce così, in modo indiscutibile e condivisibile, l'importanza dell'esecuzione di una fase preliminare in cui dovrà essere “programmata” una campagna di indagine completa ed esaustiva, con l'obiettivo di arrivare a definire un opportuno Fattore di Confidenza (FC), il cui utilizzo è ben noto a chi ha avuto la possibilità di eseguire verifiche sismiche di strutture esistenti, utilizzando l'Ordinanza.

### 1.4 Vita Nominale, Classi d'uso e Periodo di Riferimento

La valutazione della sicurezza sismica di un fabbricato, sia esso di nuova edificazione ovvero esistente, passa dalla preliminare definizione dell'input sismico atteso per quella specifica costruzione.

A tale risultato si arriva dopo aver definito una serie di parametri, il primo dei quali è la cosiddetta “Vita Nominale” ( $V_N$ ) dell'opera, intesa come “il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.”.

La norma indica nella Tabella 2.4.I, la  $V_N$  per diversi tipi di opere:

**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 <sup>1</sup>	≤ 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

1) Le verifiche sismiche di strutture provvisorie o in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

**Figura 1**

La norma, per quello che riguarda le opere non infrastrutturali, fornisce indicazioni assolutamente generiche, distinguendo sostanzialmente tra “Opere Provvisorie”, Opere Ordinarie e Grandi Opere, senza specifiche ulteriori.

Non si capisce ad esempio se una “Grande Opera” è tale perché riveste un ruolo importante dal punto di vista della sua funzionalità, oppure perché, più banalmente, supera una certa volumetria (ed in questo caso: quale è il limite di volumetria superato il quale si ha una Grande Opera?).

L'impressione, quindi, è che il normatore intenda identificare il “Tipo di Costruzione”, in base alla vita nominale che si è deciso di affidare alla struttura in esame.

In sostanza, la tabella dovrebbe essere letta da destra a sinistra e non viceversa:

## $V_N$ Tipo di Costruzione

Per una struttura esistente, diventa fondamentale stabilire di volta in volta, quale vita nominale (ma in questo caso sarebbe forse meglio parlare di vita residua) si può assegnare al fabbricato; la scelta è naturalmente legata a fattori connessi alla tipologia di costruzione (c.a., muratura, ecc...), allo stato di conservazione dei materiali, all'uso che il proprietario della struttura prevede di adottare per gli anni a seguire, ecc..; in sostanza, in funzione delle aspettative attese dalla struttura e dallo stato di conservazione generale della stessa, la  $V_N$  va calibrata ed opportunamente precisata nei documenti di progetto o verifica.

In quest'ottica, non è assolutamente fantasioso pensare, ad esempio, che una costruzione degli anni '60, caratterizzata da un calcestruzzo scadente, possa rientrare in una categoria intermedia, quindi non definita, tra "Opere Provvisorie" e "Opere ordinarie", qualora se ne preveda l'utilizzo esclusivamente per i successivi 20 anni.

Tuttavia il DM08 non prevede una vita nominale compresa tra 10 e 50 anni e dunque sembra negare la possibilità di giostrare in maniera oculata sulla vita residua del fabbricato; in questo modo non sarebbe possibile prevedere, per una struttura esistente, una  $V_N$  inferiore a quella minima prevista per "Opere ordinarie" (50 anni).

Il secondo parametro utile alla definizione dell'azione sismica di progetto è la "**Classe d'Uso**" ( $C_U$ ). Essa rappresenta sostanzialmente quello che prima veniva identificato come "coefficiente di importanza"  $\gamma_i$  (OPCM 3431), oppure come "Classe Strutturale" (DM05), tuttavia ora la norma distingue in maniera più esaustiva e definisce ben quattro classi d'uso – Paragrafo 2.4.2 – CLASSI D'USO –

<p><i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.</p> <p><i>Classe II:</i> 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.</p> <p><i>Classe III:</i> 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.</p> <p><i>Classe IV:</i> 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.</p>
---

Figura 2

La distinzione tra le varie classi è sostanzialmente generica (cosa significa ad esempio "Costruzioni con funzioni pubbliche"? Quali sono le funzioni pubbliche "importanti"?, ecc..), tuttavia appare difficile far rientrare in una categoria diversa dalla Classe IV, tutte quelle costruzioni che, ad esempio, il DPCM 21 Ottobre 2003 – Allegato 1 – aveva ricompreso in "edifici ed opere di rilievo fondamentale per le finalità della protezione civile" ed "edifici ed opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso".

Il valore da assegnare a  $C_U$  viene fornito dalla norma attraverso la tabella 2.4.II, in funzione della Classe d'uso:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$ 

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

Figura 3

A tal proposito è forse opportuno che la norma giustifichi in maniera più precisa, la motivazione per la quale i valori tabellati, siano sostanzialmente differenti da quelli fino ad oggi utilizzati; ad esempio, emerge che per strutture con funzioni pubbliche o strategiche importanti, di fatto il coefficiente passa da 1,4 ( $\gamma_i$  secondo l'opcm, CLASSE 2 secondo le DM) a 2,0, mentre per strutture di classe III, riconducibili alle categorie di opere con  $\gamma_i = 1,2$ , si è passati al valore 1,5.

L'ipotesi è che questi valori siano stati tarati anche, e forse soprattutto, in funzione dei nuovi input sismici che, come sappiamo, assumono una definizione locale e non più legata alla mappa di pericolosità sismica ad oggi in vigore (quella allegata all'opcm3274), tuttavia la controprova non esiste e l'interrogativo rimane in sospeso<sup>1</sup>.

Comunque, tale valore, combinato con la  $V_N$  precedentemente stabilita, porta alla definizione dell'ultimo e fondamentale parametro chiamato **“Periodo di Riferimento per l'azione sismica” ( $V_R$ )**.

Moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per la  $C_U$ , si ottiene infatti proprio  $V_R$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Con la prescrizione di non poter comunque assumere un valore di  $V_R$  inferiore a 35 anni, attraverso il calcolato valore della Periodo di Riferimento, la norma consente, implementando la procedura riportata nel capitolo 3, di definire l'azione sismica di verifica o progetto per la costruzione esaminata.

## 1.5 Azione sismica

Tralasciando per ora qualsiasi discorso relativo alle combinazioni di carico, passiamo alla definizione dell'azione sismica; essa viene eseguita a partire dalla **“pericolosità sismica di base”** del sito di costruzione, definita a sua volta 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), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4.”*

Le forme spettrali sono definite invece, per ciascuna probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento, a partire dai tre parametri validi per sito 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 norma sono dati i valori dei tre parametri sopra citati, per tutti i siti considerati, in base ad un reticolo di riferimento basato su periodi di ritorno compresi nell'intervallo 30 anni / 2.475 anni.

Come già accennato precedentemente, la norma individua quattro stati limite (con la possibilità di ridurre l'analisi fino ad un solo stato limite ultimo, nel caso di strutture esistenti), che in sequenza sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO);

<sup>1</sup> Di questa ipotesi si è avuta conferma dalla lettura della bozza della Circolare sulle NTC08 – p.to C2.4.2 - (alla data del 19 marzo 2008 ancora non approvata) di cui si è avuta copia in un periodo successivo alla redazione del paragrafo 1.4 del presente documento.

- Stato Limite di Danno (SLD);
- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC).

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

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

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

**Figura 4**

La norma permette comunque di modulare la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio, qualora essa sia di prioritaria importanza, riducendo i valori delle probabilità forniti in tabella in funzione del grado di sicurezza che si vuole raggiungere; a tal fine indicazioni e criteri per definire in che modo sia possibile stabilire idonei criteri di sicurezza, saranno presenti nella Circolare sull'applicazione del DM di prossima uscita, di cui è disponibile una Bozza aggiornata al 7 marzo 2008 ([Rischio Sismico - Regione Marche - Normative Tecniche](#))

Le note appena esposte, costituiscono le indicazioni preliminari alla valutazione dell'azione sismica, che di fatto avviene dal capitolo 3.2.2 in poi.

E' evidente che le novità introdotte sono numerose, a partire proprio da quel parametro  $a_g$  che nelle precedenti norme era definito subito, a partire dalla mappa di pericolosità sismica e che invece ora va ricavato alla fine di una procedura propedeutica, finalizzata alla determinazione del “**periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$** ”, espresso in anni e funzione di  $V_R$  e  $P_{VR}$ .

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad [1]$$

L'attuale *pericolosità sismica su reticolo di riferimento* è strutturata, come visibile sulla seguente figura 5, in forma di tabella (della quale si riporta uno stralcio) dove sono state evidenziate le coordinate geografiche di una zona prossima alla città di Ancona (evidenziata in giallo).

Come si vede, nella tabella sono riportati i valori di riferimento dei tre parametri fondamentali ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ ), in relazione ad alcuni periodi di ritorno; in particolare  $a_g$  non è espressa in termini di  $g$  (come eravamo abituati a leggere nelle vecchie norme), ma in termini di  $m/s^2$ .





ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>
23422	13.56	43.03	0.556	2.46	0.27	0.702	2.43	0.29	0.821	2.44	0.30	0.953	2.42	0.31	1.094	2.42	0.32	1.266	2.42	0.33	1.756	2.44	0.34	2.269	2.48	0.35	3.091	2.53	0.35
23200	13.56	43.08	0.550	2.46	0.27	0.695	2.44	0.29	0.811	2.45	0.30	0.944	2.42	0.31	1.086	2.42	0.32	1.263	2.41	0.33	1.753	2.43	0.34	2.265	2.46	0.35	3.075	2.54	0.35
22978	13.56	43.13	0.542	2.46	0.27	0.686	2.44	0.29	0.800	2.45	0.30	0.934	2.43	0.31	1.075	2.42	0.32	1.253	2.42	0.33	1.753	2.43	0.34	2.265	2.46	0.35	3.076	2.54	0.35
22756	13.56	43.18	0.533	2.45	0.27	0.676	2.43	0.29	0.792	2.44	0.30	0.925	2.42	0.31	1.066	2.43	0.32	1.243	2.43	0.32	1.758	2.43	0.34	2.307	2.44	0.35	3.151	2.49	0.36
22534	13.56	43.23	0.525	2.43	0.27	0.666	2.42	0.29	0.783	2.43	0.30	0.920	2.42	0.31	1.059	2.45	0.31	1.234	2.46	0.32	1.769	2.47	0.33	2.351	2.46	0.34	3.277	2.45	0.35
22312	13.56	43.28	0.516	2.42	0.28	0.656	2.42	0.29	0.774	2.47	0.29	0.905	2.47	0.30	1.046	2.49	0.31	1.265	2.42	0.32	1.830	2.47	0.32	2.410	2.49	0.32	3.347	2.48	0.34
22090	13.56	43.33	0.505	2.40	0.28	0.643	2.47	0.29	0.763	2.53	0.29	0.904	2.50	0.29	1.093	2.39	0.31	1.278	2.47	0.30	1.833	2.47	0.31	2.410	2.49	0.32	3.425	2.43	0.33
21868	13.56	43.38	0.492	2.40	0.28	0.630	2.54	0.28	0.751	2.55	0.28	0.927	2.43	0.29	1.092	2.44	0.29	1.277	2.48	0.29	1.832	2.48	0.30	2.374	2.54	0.32	3.372	2.47	0.33
21646	13.56	43.43	0.477	2.40	0.28	0.614	2.56	0.28	0.753	2.51	0.28	0.931	2.41	0.29	1.083	2.47	0.29	1.272	2.47	0.29	1.825	2.48	0.30	2.368	2.52	0.31	3.334	2.49	0.32
21424	13.56	43.48	0.461	2.41	0.28	0.598	2.58	0.28	0.743	2.48	0.28	0.918	2.42	0.28	1.070	2.46	0.29	1.266	2.45	0.29	1.813	2.47	0.30	2.360	2.51	0.31	3.308	2.50	0.32
21202	13.56	43.53	0.443	2.43	0.28	0.583	2.57	0.28	0.726	2.48	0.28	0.897	2.43	0.28	1.047	2.45	0.28	1.246	2.44	0.29	1.791	2.46	0.30	2.341	2.50	0.31	3.277	2.50	0.32
20980	13.56	43.58	0.422	2.45	0.28	0.563	2.56	0.28	0.693	2.49	0.29	0.863	2.43	0.28	1.008	2.46	0.28	1.200	2.45	0.29	1.744	2.45	0.29	2.291	2.48	0.31	3.207	2.51	0.32
20758	13.56	43.63	0.398	2.49	0.28	0.537	2.54	0.28	0.645	2.53	0.29	0.805	2.44	0.28	0.947	2.46	0.29	1.122	2.46	0.29	1.645	2.45	0.30	2.172	2.48	0.31	3.045	2.51	0.32
20536	13.56	43.68	0.380	2.48	0.27	0.506	2.52	0.28	0.591	2.58	0.29	0.724	2.46	0.29	0.858	2.49	0.29	1.008	2.50	0.29	1.474	2.47	0.30	1.945	2.50	0.31	2.707	2.54	0.32
11878	13.56	45.63	0.291	2.53	0.21	0.362	2.56	0.23	0.417	2.60	0.25	0.477	2.65	0.27	0.538	2.67	0.28	0.606	2.66	0.32	0.810	2.71	0.36	1.046	2.64	0.39	1.393	2.70	0.41

Figura 5

Qualora la tabella non contempli il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{VR}$  fissate, il valore del generico parametro  $p(a_g, F_0, T_c)$  ad esso corrispondente, potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella *pericolosità sismica*, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \log\left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad [2]$$

nella quale:

$p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;

$T_{R1}, T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del *reticolo di riferimento*, i valori dei parametri  $p(a_g, F_0, T_c)$ , possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di *riferimento contenente* il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

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

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.

Per dovizia di informazione è previsto che per  $T_R < 30$  anni si assuma comunque  $T_R = 30$ anni e per  $T_R > 2.475$  anni si assuma  $T_R = 2.475$  anni; per opere speciali si potranno considerare valori di  $T_R$  più elevati. Fino ad oggi le norme prevedevano che l'azione sismica fosse stimata in base ad una probabilità di superamento che era diversa a seconda dello stato limite considerato, ma che si riferiva sempre ad uno stesso periodo di riferimento (50 anni).



Nel DM08 le probabilità di superamento sono indicate nella tabella di figura 4; queste, in termini percentuali, non dovrebbero essere diverse da quelle utilizzate nelle precedenti normative, ma il periodo di riferimento è assolutamente diversificato e strettamente dipendente dalla vita nominale (o vita residua che intender si voglia).

E' difficile prevedere le conseguenze, in termini di gravosità dell'input sismico, di un così diversificato modo di procedere: si tenga presente che a parità di periodo di riferimento (ad esempio, 50 anni, corrispondente per il DM08 ad una vita nominale  $V_N = 50$  anni e ad una  $C_U =$  pari ad 1, valida per costruzioni in categoria II – dunque non strategiche), la  $P_{VR}$  del 5% corrisponde ad uno stato limite di collasso SLC per il DM08, mentre per il DM05 esso corrisponde allo spettro valido per lo SLU (confrontabile con lo SLV) di strutture in CLASSE II, dunque strategiche.

E' chiaramente necessario e fondamentale che, prima di avanzare qualsiasi considerazione, siano svolte diverse applicazioni in cui vengano sovrapposti gli spettri delle vecchie norme con quelli delle nuove (più avanti si proverà a fare degli esempi), e si traggano quante più possibili informazioni dall'applicazione dell'una o dell'altra procedura di valutazione dell'azione sismica.

### 1.5.1 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Il DM08, pur ripercorrendo nella sostanza lo stesso percorso metodologico presente nelle vecchie versioni, con l'obiettivo finale della definizione della categoria di sottosuolo, introduce importanti specifiche ed indicazioni.

Innanzitutto, la norma ribadisce la necessità della valutazione della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, rimandando la definizione della categoria di terreno ad un approccio semplificato basato sulla consultazione della Tabella 3.2.II, qualora si sia in assenza di tali analisi.

La norma obbliga la caratterizzazione geotecnica dei terreni nel **volume significativo**, intendendo con questo *“la parte di sottosuolo influenzata, direttamente od indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso”*.

Di fatto ciò significa che non sarà più possibile, come è spesso successo fino ad oggi, fare riferimento a risultati di relazioni geologiche condotte in punti limitrofi alla zona di costruzione, a meno che questi siano ricompresi all'interno del sopraccitato volume significativo.

La classificazione si effettua sempre in base agli ormai noti valori della velocità equivalente  $V_{S,30}$  di propagazione delle onde di taglio, la cui misurazione diretta è *“fortemente raccomandata”*. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica  $N_{SPT,30}$  nei terreni a prevalente grana grossa ed, in alternativa, della resistenza non drenata  $c_{u,30}$  nei terreni a prevalente grana fina.

A tal proposito, una specifica indicazione viene fornita nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 metri di profondità, ricadenti nella categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio, si può procedere come segue:

- ➔ determinare  $N_{SPT,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 metri di profondità;
- ➔ determinare  $c_{u,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana fine compresi entro i primi 30 metri di profondità;
- ➔ individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri  $N_{SPT,30}$  e  $c_{u,30}$ ;
- ➔ riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

A differenza delle precedenti norme, il nuovo DM08 fornisce delle formule per calcolare non solo la  $V_{S,30}$ , ma anche la  $N_{SPT,30}$  e la  $c_{u,30}$ .

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}. \quad (3.2.1)$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SPT,30}$  è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}. \quad (3.2.2)$$

La resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}. \quad (3.2.3)$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

- $h_i$  spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;
- $N_{SPT,i}$  numero di colpi  $N_{SPT}$  nell' $i$ -esimo strato;
- $c_{u,i}$  resistenza non drenata nell' $i$ -esimo strato;
- $N$  numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
- $M$  numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
- $K$  numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

9

**Figura 6**

Sull'opportunità o meno di far riferimento ai parametri relativi ad un approfondimento di 30 metri, permangono tutti i dubbi e le incertezze fino ad oggi sollevate dagli esperti del settore; certamente rimane irrisolta la questione di come ci si debba regolare nel caso in cui il substrato geologico sia posto ad una quota inferiore ai 30 metri, caso decisamente consueto ad esempio nelle località appenniniche.

La "descrizione" delle categorie di terreno ha subito poche modifiche; sono state riportate maggiori specifiche riguardo la consistenza del terreno (grana grossa o grana fine), ma in termini di velocità e valori dei parametri geo-meccanici, non si sono avuti cambiamenti.

Per i sottosuoli appartenenti alle categorie S1 ed S2, indicati in tabella 3.2.III, sono richieste indagini specifiche ma, come avveniva nella vecchia norma, non vengono dati criteri ed indicazioni su quali tipi di analisi è opportuno far affidamento.

Per quello che riguarda le condizioni topografiche la nuova versione normativa, a differenza della precedente che del caso riportava solo sintetiche e generiche indicazioni, prevede una tabella, la 3.2.IV, nella quale vengono distinte ben quattro categorie, che devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

### 1.5.2 Valutazione dell'azione sismica

Nelle note in premessa la norma, come è sempre accaduto, specifica in maniera puntuale che l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali e una verticale, tuttavia quest'ultima *"verrà considerata ove espressamente indicato (vedi cap.7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia in Zona 3 o 4."*

Di fatto, ad una prima veloce lettura del capitolo 7, non sembra che la norma porti alcuna novità rispetto alle indicazioni delle precedenti versioni, sottolineando (vedi paragrafo 7.2.6 – CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA), l'opportunità di considerare l'azione sismica verticale qualora *“le componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc..)”*.

A tal proposito alcuni criteri ed indicazioni per definire con maggior precisione quando una trave è di “grande luce”, oppure quando uno sbalzo è “significativo”, sono descritti nel paragrafo 7.2.1

Lo spettro di risposta elastico è come di consueto *“espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore di  $a_g$  su suolo di riferimento rigido orizzontale.”*

L'elemento di forte novità è quello che riguarda la forma spettrale ed il valore di  $a_g$  che, come già accennato in precedenza, *“variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .”*

### 1.5.2.1 Gli spettri elastici secondo il DM05 e il DM08 – Esempi e confronti

Lo scopo del presente esempio è quello, da una parte, di operare un confronto sull'entità degli spettri elastici di progetto e verifica che le due norme citate avrebbero prodotto, nel caso si fosse voluta valutare l'azione sismica per un edificio tipo, dall'altra quello di ripercorrere la procedura di determinazione della forma dello spettro elastico, secondo i criteri presenti nel DM08.

*Struttura strategica – località in prossimità di Ancona – punto su griglia*

Allo scopo si assuma, per prima cosa, di voler progettare o verificare un **edificio strategico intelaiato (Categoria IV)**, localizzato in Ancona, su un suolo di tipo A e di volerne valutare l'azione sismica valida per lo SLU (paragonabile allo SLV del DM08).

Assunta nota la procedura per la costruzione dello spettro elastico secondo il DM05, scorriamo con maggior dettaglio quella prevista delle NTC08 di cui al DM 14 Gennaio 2008.

Come sottolineato in precedenza, la norma prevede la definizione di due parametri iniziali ( $V_N$  e  $C_U$ ) attraverso i quali si ricava il cosiddetto “periodo di riferimento  $V_R$ ”. Noto questo, stabilito che per lo SLV la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è pari al 10% (vedi tab. 3.2.II), si ricava il Periodo di Ritorno  $T_R$  relativo al sisma di progetto.

SPETTRO ELASTICO - VITA NOMINALE 100 ANNI - $C_u = 2,0$									
Componente orizzontale (SLV)									
$V_n$	$C_u$	$V_r$							
100	2.0	200							
$PV_r\_SLO$	$TR\_SLO$		$PV_r\_SLD$	$TR\_SLD$	$PV_r\_SLV$	$TR\_SLV$	$PV_r\_SLC$	$TR\_SLC$	
%	anni		%	anni	%	anni	%	anni	
81	120		63	201	10	1898	5	3899	

Figura 7

Nella figura 7 viene rappresentata schematicamente la procedura appena esposta; volendo prevedere per la struttura in oggetto una  $V_N=100$  anni, ed assegnata una  $C_U=2,0$  valida per una struttura in Classe IV, si ottiene che il Periodo di riferimento è pari a  $V_R=200$  anni, per cui il sisma valido per l'analisi dello SLV sarà associato ad una probabilità di superamento pari al **10% in 200 anni**.

Si noti la sostanziale differenza con la precedente norma che per una struttura di CLASSE 2 associava uno spettro con probabilità di superamento pari al **5% in 50 anni**.

Avendo scelto Ancona come località da esaminare, vediamo come si riescono a ricavare i tre parametri fondamentali per la costruzione dello spettro elastico ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c$ ); allo scopo utilizziamo i dati evidenziati nella stringa gialla della figura 5.

Le coordinate geografiche coincidenti con un punto della griglia identificative della località sono le seguenti:

ID	LON	LAT
20980	13.559	43.58494

Figura 8

I dati riportati nella Mappa di Pericolosità, sono conformi a quelli ricavabili attraverso le cartine rese disponibili dall'INGV, di cui si riporta una schermata in figura 10; l'incrocio delle due rette a linea tratteggiata identifica esattamente il punto da esaminare.

Il periodo di ritorno  $T_R$  a cui dobbiamo fare riferimento (1898 anni) non è compreso tra quelli previsti dalla Mappa di Pericolosità per cui, per ricavare i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , bisogna interpolare con la formula logaritmica [2], utilizzando i valori relativi al periodo immediatamente precedente e successivo a quello di progetto.

$T_R=975$			$T_R=2475$		
$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
2.291	2.48	0.31	3.207	2.51	0.32

Figura 9

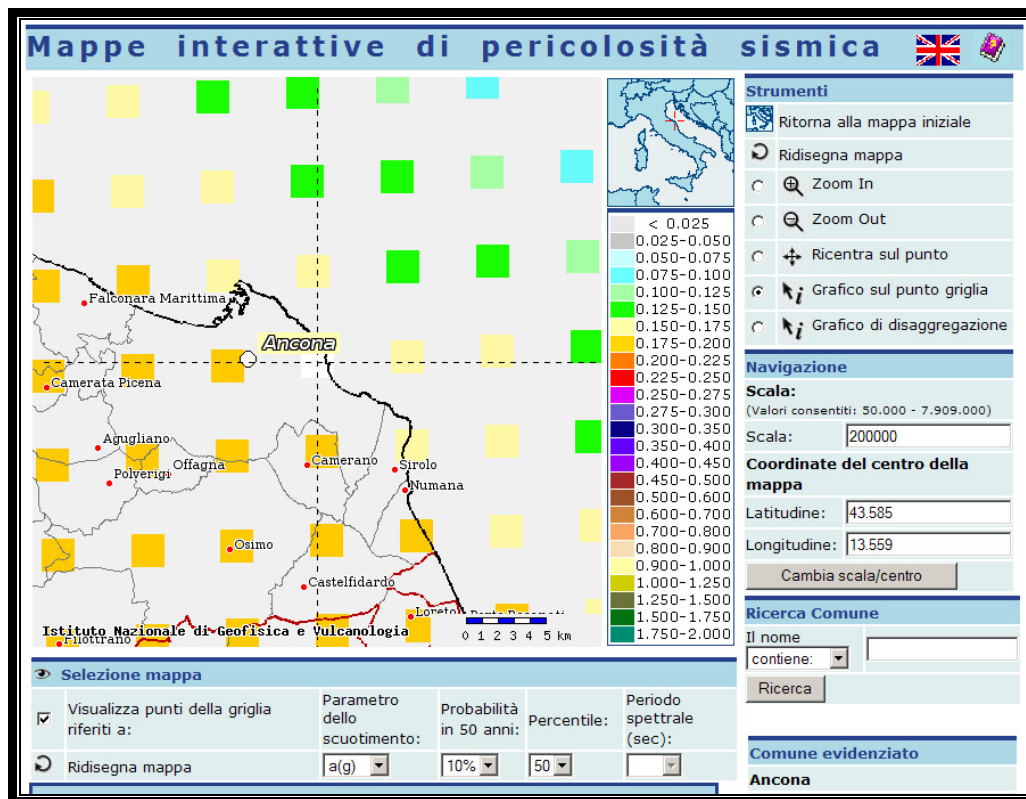


Figura 10

Le operazioni matematiche citate conducono alla determinazione dei seguenti valori:

$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
0.2914	2.50	0.31

Figura 11

$a_g$  in questo caso è espresso in termini di  $g$ .

La costruzione dello spettro elastico deve ulteriormente essere preceduta dalla definizione dei periodi di riferimento  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , i quali, a differenza della precedente norma sono ora parametrizzati; infatti, a partire dal valore di  $T_C^*$  e del valore del **Coefficiente di amplificazione stratigrafica ( $C_C$ )** calcolato come in tabella 3.2.V. (vedi figura 12), si ricava il valore di  $T_C$ :

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

per poi ricavare gli altri valori cercati:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 12

In abbinamento a  $C_C$  la tabella riporta un altro coefficiente di amplificazione stratigrafica,  $S_S$ , il quale, a seconda della categoria di sottosuolo, assume un valore che però viene ristretto ad un range di valori.  $S_S$  si abbina al coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ , i cui valori sono riportati nella tabella 3.2.VI., presentata nella seguente figura 13, per la definitiva determinazione del coefficiente  $S$ , termine che entra direttamente nella formula di costruzione dello spettro.

$$S = S_S \cdot S_T$$

**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

**Figura 13**

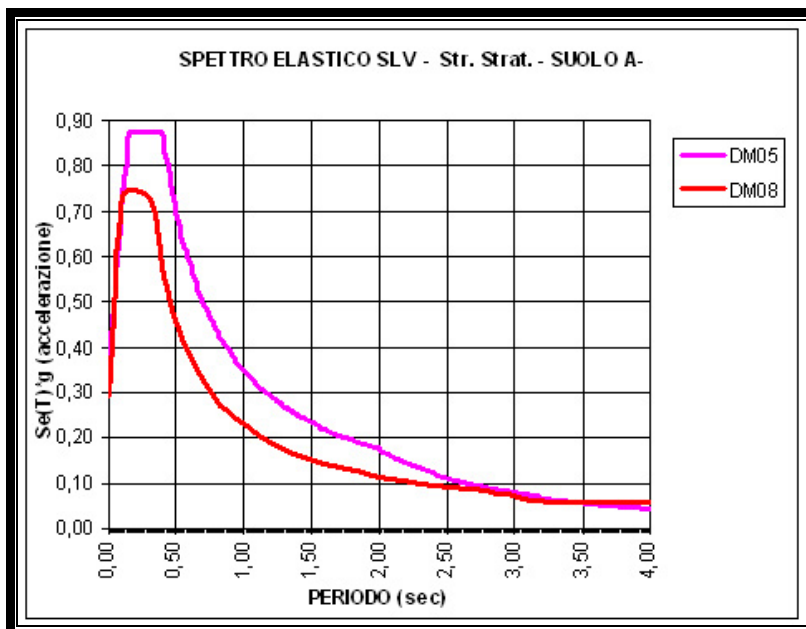
In definitiva, dopo l'esecuzione di tutti i passaggi citati, si ottiene:

S	Tb	Tc	Td
1	0,103	0,31	2,77

**Figura 14**

A questo punto siamo in grado di costruirci lo spettro per la verifica dello SLV, applicando la formula (3.2.4) del DM08; questa è identica a quella delle versioni precedenti ed è valida fino ad un periodo di 4 secondi.

Nella seguente figura è possibile apprezzare la sovrapposizione degli spettri messi a confronto.



**Figura 15**

Per una zona come Ancona è tuttavia più significativa la sovrapposizione degli spettri riferiti alle altre categorie di terreno, di fatto prevalenti nel territorio dorico. A tal fine si riportano per completezza le seguenti figure:

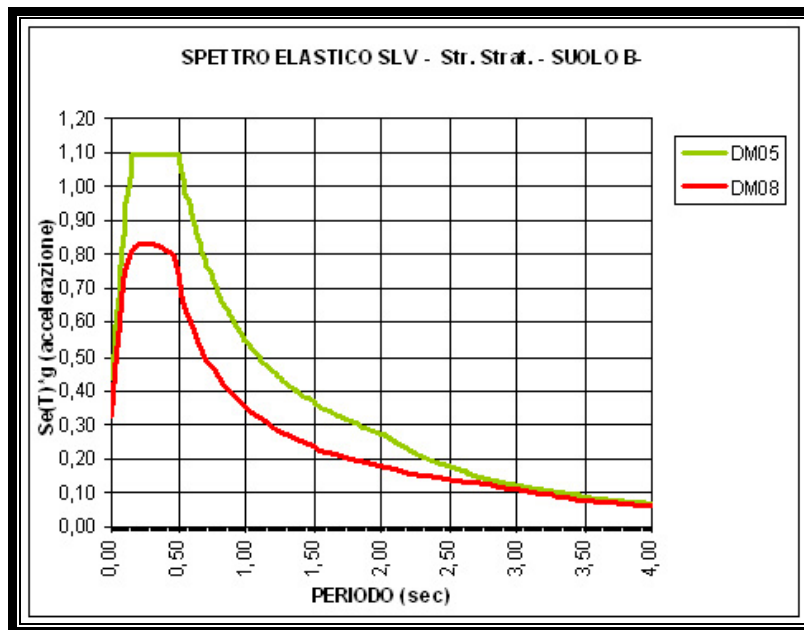


Figura 16

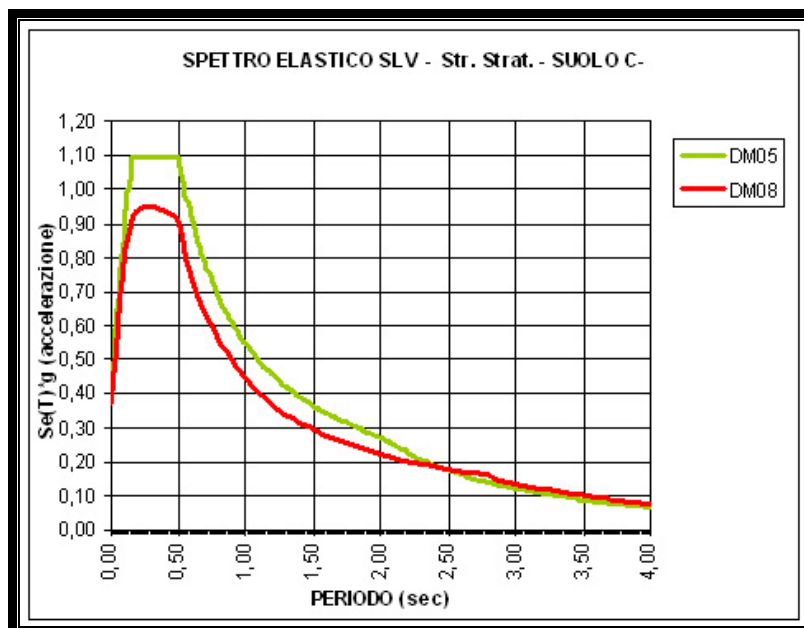


Figura 17



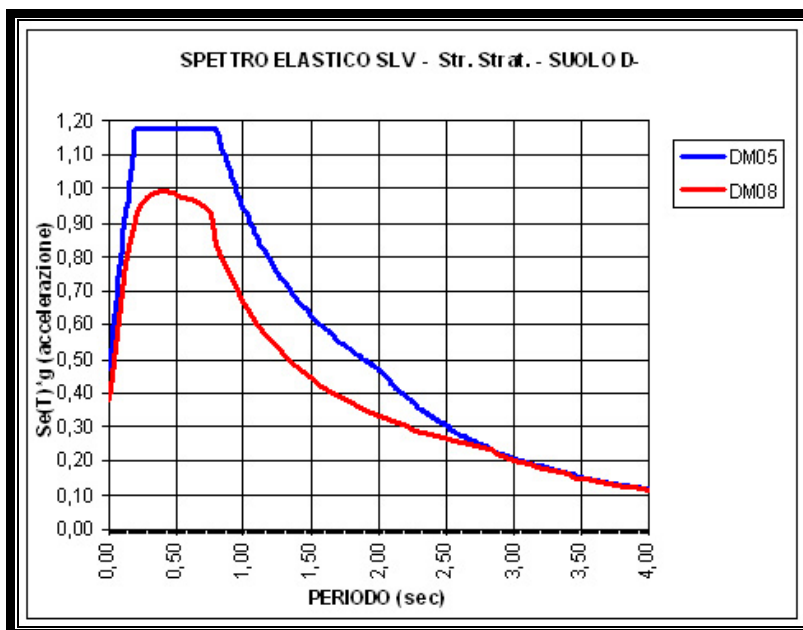


Figura 18

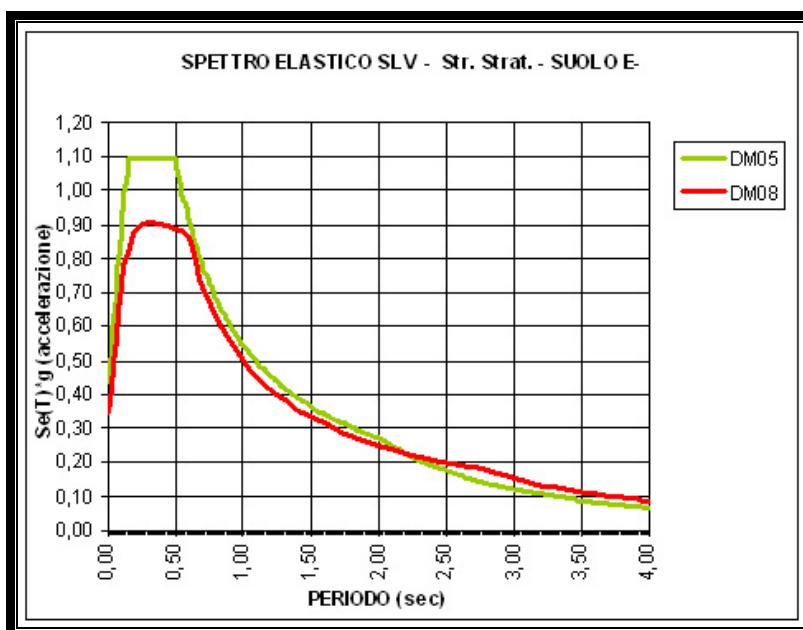
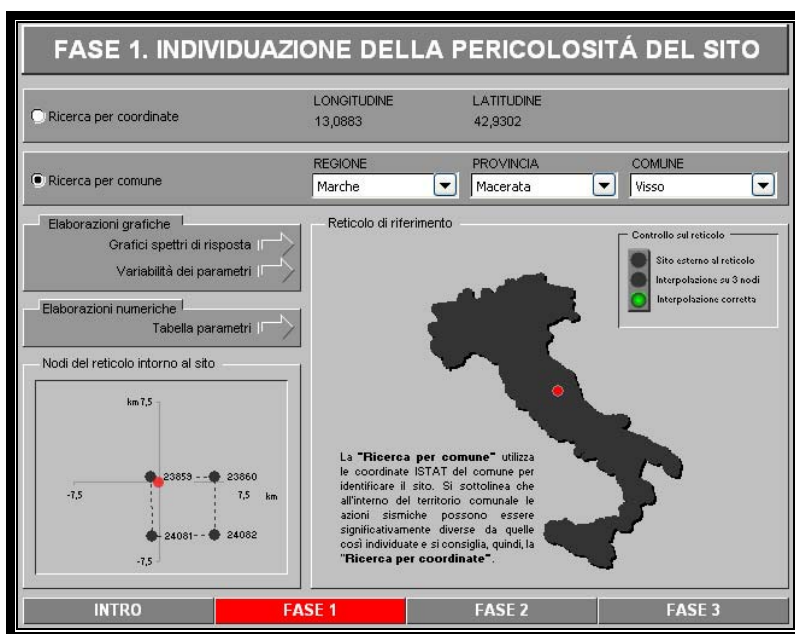


Figura 19

Nella sostanza si apprezza una sensibile riduzione dell'input sismico rispetto al decreto ministeriale del 2005.

*Struttura strategica – località Visso – punto non coincidente con la griglia*

Al fine di rendere la trattazione più completa ed esaustiva, si è deciso di valutare l'azione sismica di progetto per il comune di Visso (MC), posto su coordinate geografiche non coincidenti con un punto della griglia della mappa di pericolosità. Allo scopo si utilizzerà il programmino sperimentale fornito dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, scaricabile anche attraverso il sito di Rischio Sismico della Regione Marche ([Rischio Sismico - Regione Marche](#)).



**Figura 20**

Si sceglie di utilizzare come coordinate geografiche identificative del Comune di Visso, quelle relative al valore ISTAT; come è possibile verificare dalla figura 20, il punto in questione è posto all'interno dell'area ricompresa dentro i quattro nodi della griglia della Mappa di Pericolosità, pertanto la determinazione dei parametri di ingresso per la costruzione dello spettro di sito avverrà attraverso le operazioni di interpolazione dettate dalla norma.



**Figura 21**

Si decida di assegnare alla struttura una vita nominale  $V_N$  pari a 100 anni ed una classe d'uso della costruzione  $c_u$  pari a 2.

In virtù di questi due parametri il programma restituisce i Valori di Progetto per i quattro stati limite; la struttura è di tipo strategico pertanto le probabilità di superamento associate al periodo di ritorno relativo al singolo stato limite coincidono con i valori già trovati per il comune di Ancona.

Nella terza fase è possibile assegnare i parametri relativi al terreno e allo stato limite che si vuole analizzare. Nella figura 22 ad esempio si visualizzano i valori relativi allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) validi per un terreno di tipo D, in presenza di una categoria topografica pari a T1.

Nella parte bassa della schermata si visualizzano invece i grafici relativi agli spettri di risposta, mentre cliccando sui link ricompresi all'interno della finestra "Elaborazioni" si accede alle tabelle numeriche identificative degli spettri ottenuti.

Queste tabelle risultano facilmente estrapolabili, pertanto possono essere utilizzate per operare, attraverso opportuni fogli elettronici, i confronti con i relativi spettri del DM05.

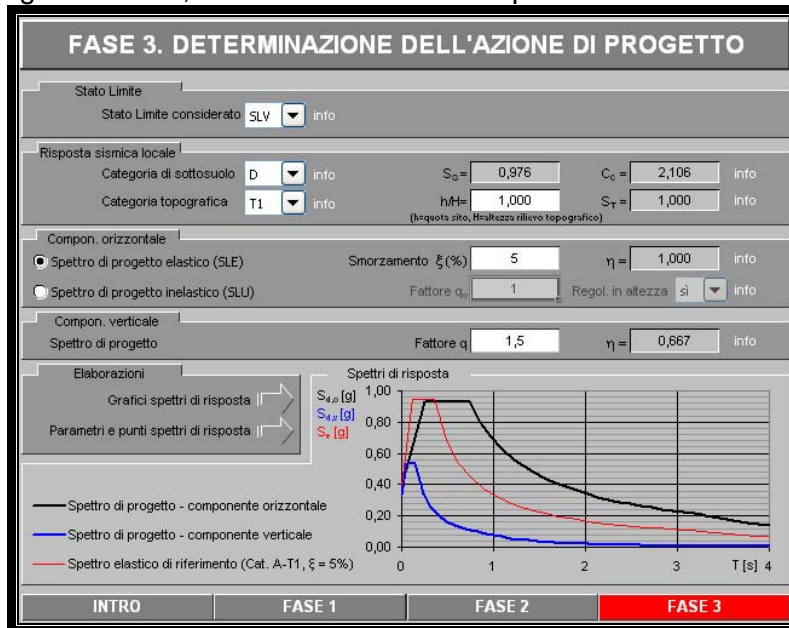


Figura 22

Il programma restituisce anche i valori relativi ai  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per gli stati limite di analisi; in particolare è possibile leggere il valore dell'accelerazione di aggancio allo spettro elastico su suolo rigido per lo stato limite esaminato.

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	120	0,146	2,326	0,294
SLD	201	0,181	2,310	0,310
SLV	1898	0,396	2,397	0,352
SLC	2475	0,432	2,404	0,357

Figura 23

Riportiamo i grafici relativi alla sovrapposizione tra gli spettri del DM05 e quelli del DM08.

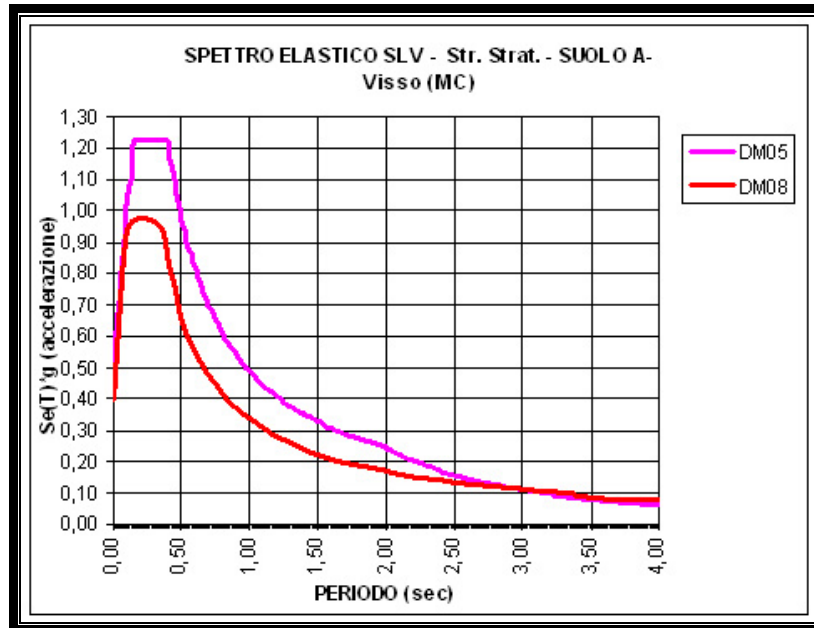


Figura 24

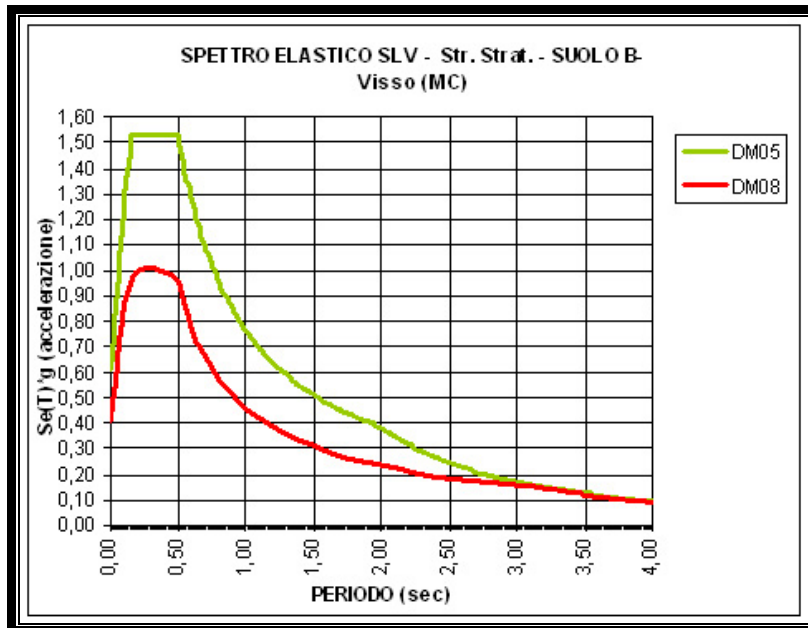


Figura 25

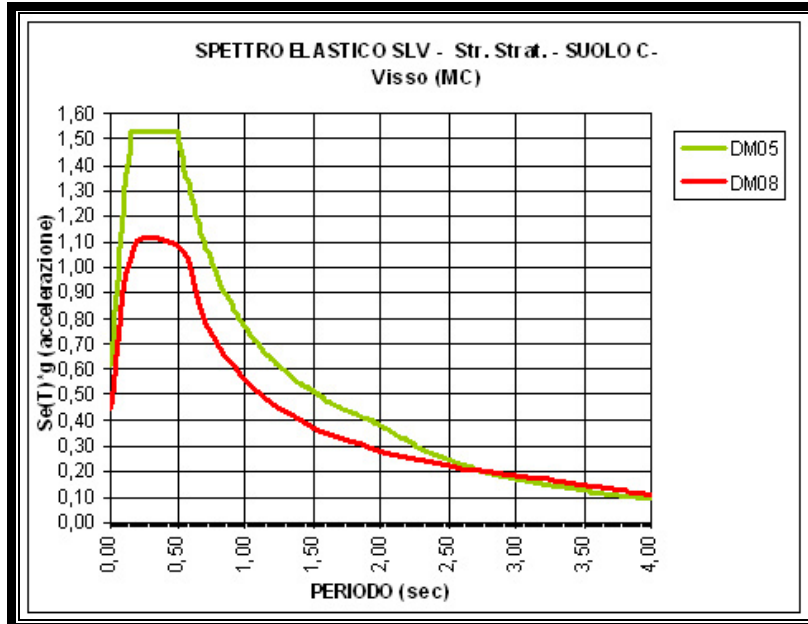


Figura 26

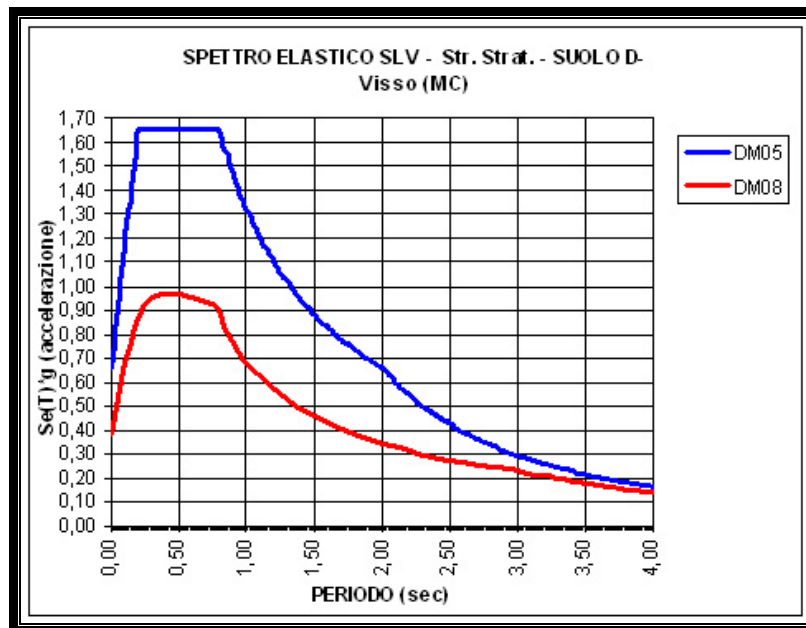


Figura 27

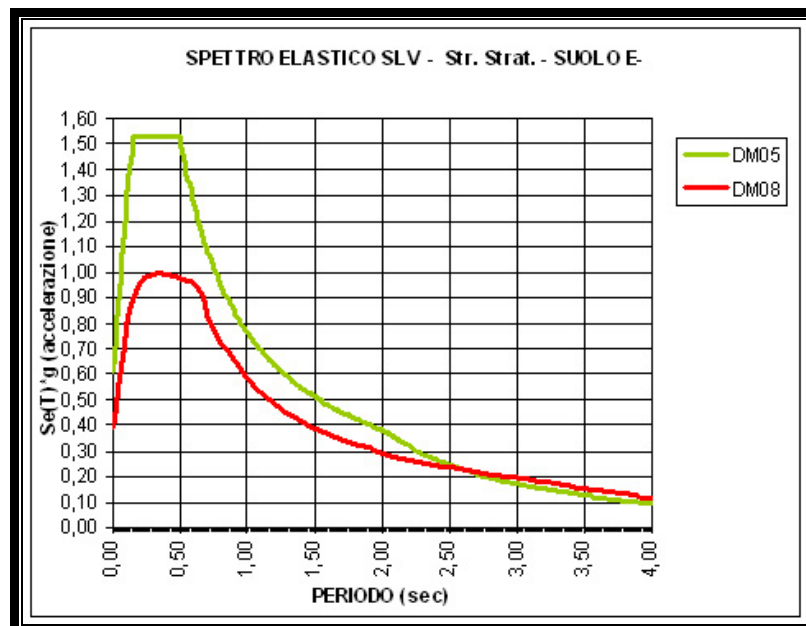


Figura 28

La lettura dei grafici rappresentati dalle precedenti figure 25 e 26 fa emergere un risultato inaspettato: lo spettro elastico valido per un terreno D è inferiore a quello valido per un terreno C, in un range di frequenze compreso tra 0 e 1,5 Hz (vedi figura 29).

Questo risultato, oltre a non confermare la consueta tendenza normativa secondo la quale al crescere della gravosità dell'input sismico diminuiscono le caratteristiche meccaniche dei terreni del sottosuolo, comporta un fortissimo abbattimento delle accelerazioni spettrali rispetto a quelle che si sarebbero ottenute attraverso le formule del DM05 (vedi figura 27).

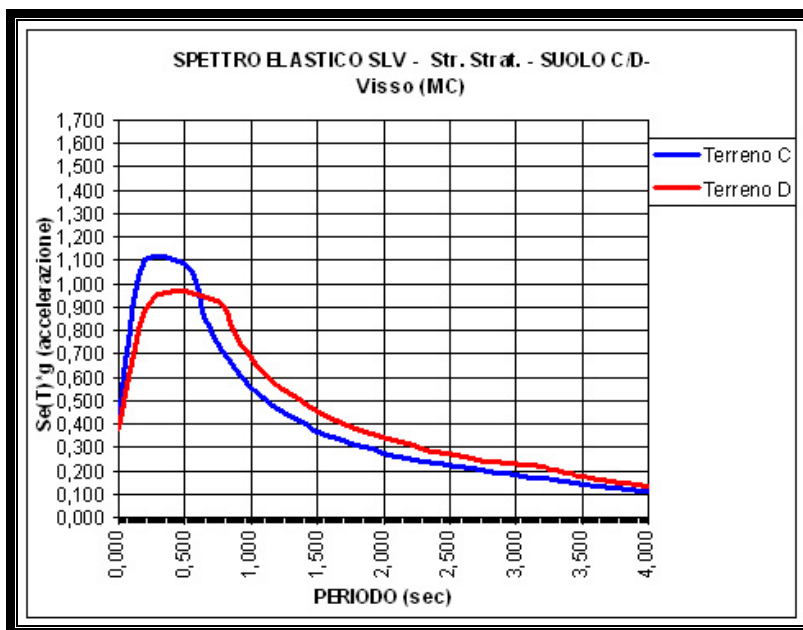


Figura 29

Opportuni approfondimenti hanno permesso di determinare la causa di questo anomalo risultato: in pratica, ci si è accorti che dopo un certo valore  $a_g$  le espressioni dei valori di  $S_s$  presenti nella tabella 3.2.V comportano un'inversione di gravità del valore del coefficiente di amplificazione topografica  $S_s$  tra terreni di tipo C e terreni di tipo D. Ciò è confermato anche dalla seguente figura 29 dove si riporta la schermata proveniente dal programmino sperimentale e dove si possono leggere i valori dei coefficienti  $S_s$  e  $C_c$ .

Il confronto con i valori presenti nella schermata di figura 22 mostrano infatti come il parametro  $S_s$  per il terreno C sia pari a 1,130 mentre per il terreno D è 0,976.

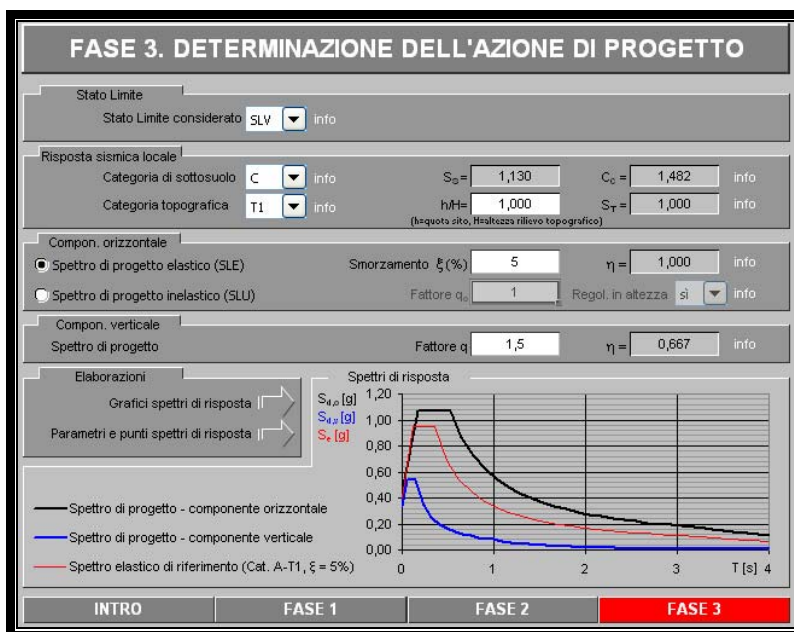


Figura 30

Nella seguente figura 31 sono stati riportati gli andamenti del valore di  $S_s$  per i vari tipi di terreno, ricavabile applicando le formule della precitata tabella 3.2.V.

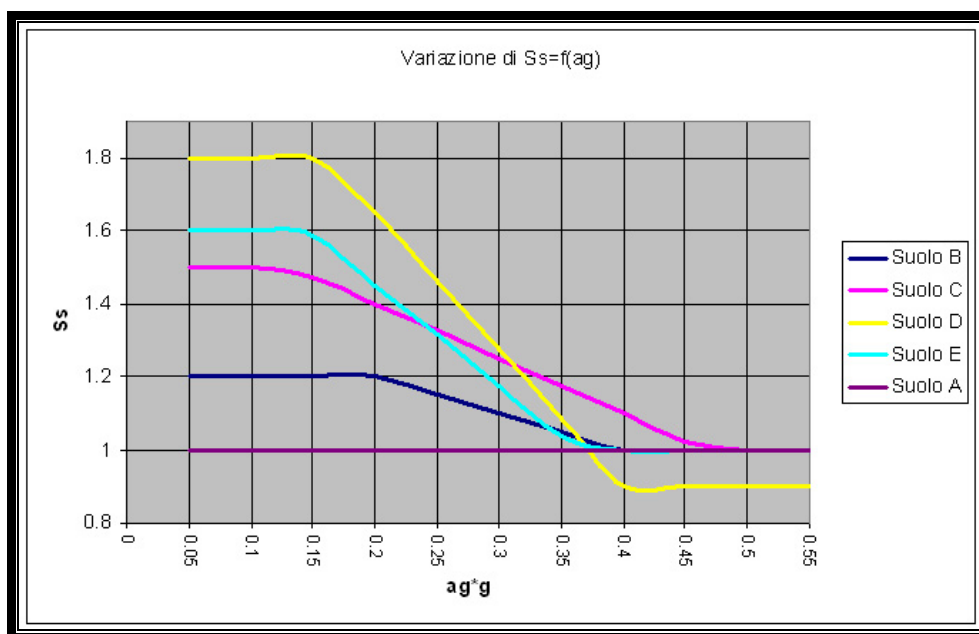


Figura 31

In effetti, in corrispondenza di un valore di  $a_g$  pari a circa 0,32g il fattore di amplificazione per terreni di categoria C diventa superiore a quello valido per la categoria D.

I risultati forniti dal grafico appaiono quantomeno inconsueti se confrontati con i valori di  $S_S$  che fino ad oggi è stato possibile applicare con le vecchie norme. Oltre al fatto che il coefficiente di amplificazione non ha più valori fissi e tabulati dipendenti del tipo di sottosuolo presente, può accadere anche che per certi valori di  $a_g$  il valore di  $S_S$  sia praticamente lo stesso per terreni di tipo A, E, B, D (si guardi ad esempio il punto corrispondente al valore 0,37g).

Volendo sovrapporre gli spettri elastici relativi alle diverse categorie di terreno si ottiene il seguente grafico:

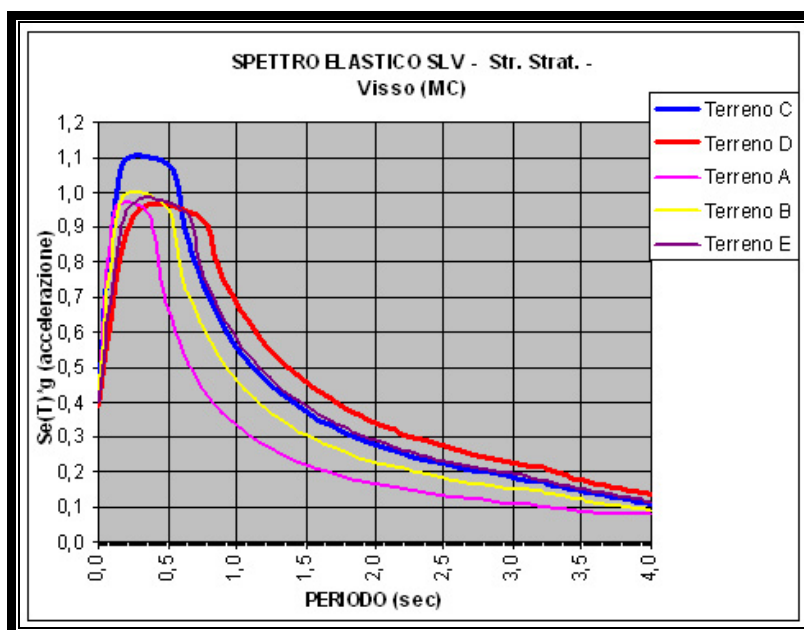


Figura 32

Si evidenzia ancor meglio come gli spettri si sovrappongano e si "attorciglino" in maniera anomala nel range delle alte frequenze.

E' bene rilevare che questa atipica tendenza non si verifica sempre, ma è funzione del valore di  $a_g$  calcolato per la località esaminata.





A tal proposito si osservi cosa succede ad Ancona:

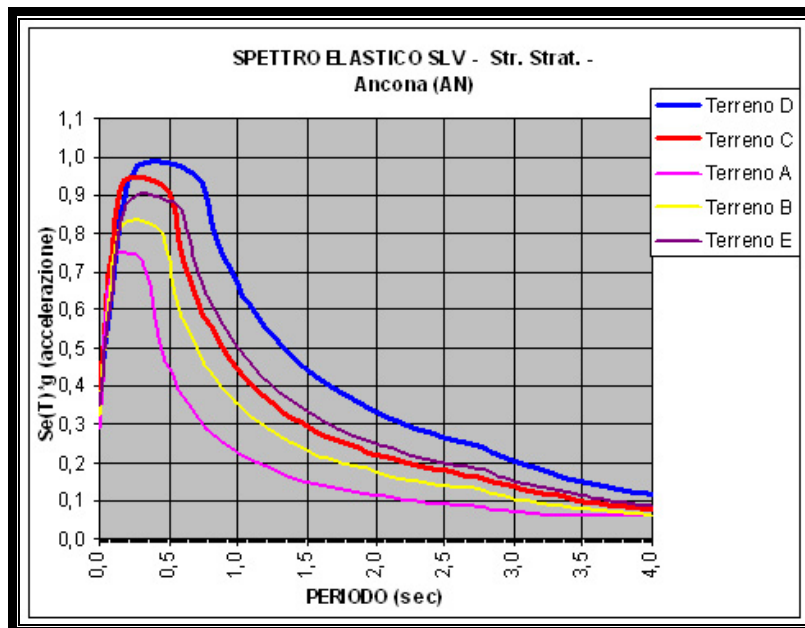


Figura 33

L'andamento degli spettri elastici (a meno della categoria di tipo E) è quello che più o meno ci si aspettava di ottenere; al diminuire delle capacità meccaniche del sottosuolo l'input sismico in effetti cresce in tutto il range di periodi di interesse.

Il motivo che giustifica le incongruenze tra vecchia e nuova norma viene riportato nelle note presenti all'interno della bozza della Circolare sulle NTC08 ([Rischio Sismico - Regione Marche - Normative Tecniche](#)) dove è possibile leggere nel § C3.2.3 che *“Per elevati livelli di pericolosità sismica del sito, caratterizzati da valori del prodotto  $F_0 \cdot a_g > 0.93g$ , le accelerazioni massime su sottosuolo di categoria D sono inferiori a quelle su sottosuolo di categoria A. Si verifica cioè una deamplificazione del moto in termini di accelerazione massima.”*

Nelle successive figure sono stati confrontati gli spettri relativi ai terreni C e D per le due località esaminate (Ancona e Visso).

Curiosamente si osserva che lo spettro per un terreno D, nonostante i diversi valori di  $a_g$  di partenza, sono praticamente coincidenti, mentre lo spettro per il terreno di tipo C a Visso è più gravoso che ad Ancona.

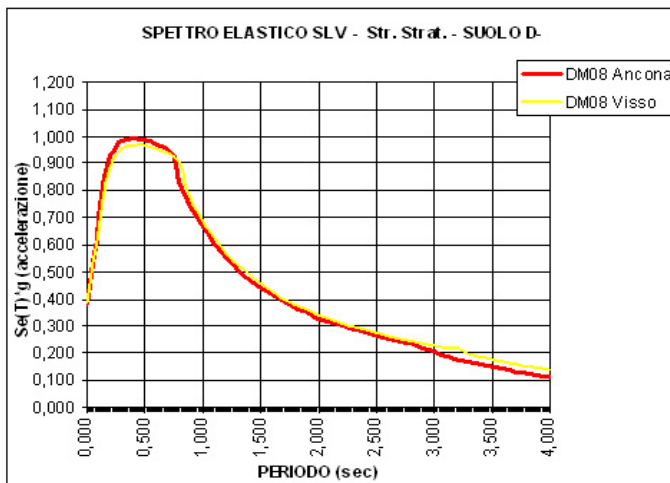


Figura 34

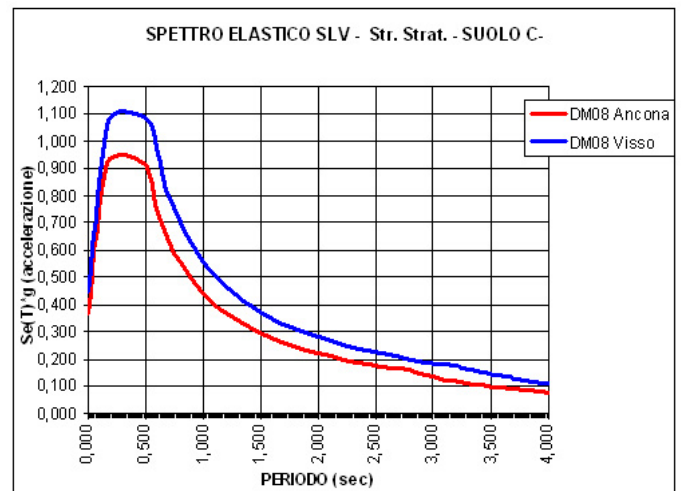


Figura 35

### 1.5.3 Gli spettri di progetto

La definizione degli spettri di progetto per gli stati limite ultimi avviene attraverso una procedura simile a quella prevista dal DM05 e conforme a quella prevista dall'Eurocodice 8 (introducendo un opportuno fattore di struttura  $q$  definito nel paragrafo 7.3.1), mentre quello per gli stati limite di esercizio si ricollega direttamente alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , considerata nella tabella 3.2.1.

### 1.5.4 La combinazione delle azioni sismiche e statiche

Nel paragrafo 2.2 - STATI LIMITE – il DM08 specifica gli stati limite per costruzioni nuove; altri stati limite sono previsti a seconda della singolarità dell'opera.

In particolare, in presenza di azioni sismiche, gli SLU e gli SLE sono quelli precisati nel capitolo 3.2.1 e riportati nel paragrafo 2.1 della presente pubblicazione.

*“Nel capitolo delle “Costruzioni Esistenti”, la norma specifica che “I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito precisato.*

*Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico - strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di  $\gamma_G$  adeguatamente motivati. [..]”.*

La combinazione di carico da utilizzarsi nelle verifiche sismiche è quella espressamente indicata dal DM08 al punto 2.5.3 – formula (2.5.5), nel quale l'azione E corrisponde all'input sismico ottenuto attraverso l'analisi di sito sopra descritta.

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  $G_2$ .

Figura 36

La combinazione di carico statica è invece legata alla formula (2.5.1), definita dalla norma come combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi, la quale è formalmente regolamentata dalle indicazioni presenti nel Paragrafo 2.6 (si tratta della combinazione statica a cui fa riferimento anche il capitolo per le costruzioni esistenti, laddove si lascia però la facoltà di giostrare sul valore di  $\gamma_G$ ).

In questo passo normativo, si fa riferimento esplicito a tre diversi stati limite ultimi (EQU, STR e GEO) che tengono conto rispettivamente dell'equilibrio come corpo rigido, della resistenza strutturale anche in fondazione e dello stato limite di resistenza del terreno.

Per i tre stati limite si devono utilizzare i coefficienti  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  presenti nella tabella 2.6.I, da combinarsi e determinarsi a seconda della tipologia di approccio di verifica adottato (Approccio 1 e Approccio 2).

Si tratta di una procedura progettuale consueta all'Eurocodice 2, dove tra l'altro le tipologie di approccio sono un po' più complesse.

#### 1.5.4.1 La combinazione delle azioni agli SLU nel DM08:

Riportiamo innanzi tutto la tabella 2.6.I del DM08, con i relativi coefficienti:

**Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli SLU**

		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Figura 37



Per gli stati limite ultimi di equilibrio (EQU), il DM08 suggerisce l'utilizzo dei coefficienti presenti nella colonna EQU della tabella, distinguendo in "Carichi permanenti", "Carichi permanenti non strutturali<sup>2</sup>" e "Carichi variabili".

Per quello che riguarda la combinazione per gli stati limite ultimi STR e GEO, il DM08 propone due strade, la prima delle quali prevede l'utilizzo dei coefficienti presenti in colonna A1 per tutte le azioni, la seconda prevede l'impiego dei coefficienti presenti in colonna A2.

#### 1.5.4.2 La combinazione statica delle azioni agli SLU per strutture esistenti (fase di Verifica)

L'esperienza ha dimostrato che per le strutture esistenti, a causa di metodiche di calcolo e progettazione molto diverse da quelle attuali, in generale è problematico soddisfare anche la combinazione di carico statica.

E' noto tuttavia che l'utilizzo dei coefficienti  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  presenti nella combinazione fondamentale è legato alla filosofia propria del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo la quale bisogna considerare le aleatorietà e le incertezze non comprese nei valori caratteristici dei pesi strutturali, in modo tale da avere una piccolissima probabilità che tali valori siano superati; rimane pertanto il dubbio se per le strutture esistenti, calcolate con metodi completamente differenti, non sia opportuno condurre le verifiche statiche solo in funzione dei valori caratteristici (tutti i  $\gamma$  praticamente uguali ad 1), oppure in base a coefficienti opportunamente tarati, appoggiandosi così alla prestazionalità che la norma prevede nell'utilizzo dei  $\gamma_G$  (a tal proposito: perché non anche  $\gamma_Q$ ??).

In particolare queste valutazioni sembrano più coerenti all'indirizzo generale di approccio alla conoscenza delle strutture esistenti, che tende di fatto a fornire valori deterministici (si pensi alla media dei valori delle resistenze individuate in situ).

La verifica statica da condursi sulle strutture esistenti viene generalmente condotta in termini di resistenza, pertanto in questo caso, lo stato limite EQU di equilibrio statico non deve essere controllato. Lo stato limite GEO deve essere controllato qualora si voglia esaminare la rottura o la deformazione del terreno di fondazione.

Lo stato limite STR deve essere utilizzato in modo diversificato a seconda che si voglia valutare la resistenza delle strutture degli edifici non soggette ad azioni geotecniche ovvero soggette alle azioni geotecniche (fondazioni, pali, muri di sostegno, ecc..).

La scarsa informazione sulle strutture di fondazione che generalmente caratterizza la fase di acquisizione dei livelli di conoscenza delle strutture esistenti, comporta di fatto la consueta scelta progettuale di trascurare la verifica in fondazione che, qualora non siano presenti nel fabbricato quadri fessurativi dovuti a problemi di instabilità dell'apparato fondale, viene data per soddisfatta.

In tal caso, la verifica di resistenza interessa solo la struttura in elevazione, pertanto la combinazione di carico che deve essere applicata per la verifica statica della struttura è quella fondamentale caratterizzata dai coefficienti parziali legati alla *Combinazione 1* dell'*Approccio 1* (colonna A1 STR della tabella 2.6.I).

E' utile notare come a tale conclusione non sia possibile giungere in modo chiaro attraverso le sole indicazioni presenti nel paragrafo 2.6.1 del DM08, dove si fa riferimento unicamente alla generica possibilità di utilizzare due diversi tipi di Approccio, i cui impieghi sono tra l'altro intesi in alternativa l'uno dell'altro.

A tal proposito torna molto utile lo schema sintetico presente all'interno dell'Eurocodice 2 (Prospetto 1.16) nel quale viene esplicitato in maniera molto chiara che per la valutazione dello stato limite STR delle strutture di edifici non soggette ad azioni geotecniche (come appunto le strutture in elevazione), si deve utilizzare la combinazione relativa all'Insieme B, che trova correlazione con l'utilizzo dei coefficienti parziali previsti nella succitata colonna A1 STR.

<sup>2</sup> Per i quali si possono comunque utilizzare gli stessi coefficienti dei "Carichi permanenti" strutturali qualora siano compiutamente definiti.

Generalmente la verifica statica viene condotta facendo riferimento ad un'unica combinazione di carico dove i permanenti e gli accidentali sono considerati affetti dai coefficienti parziali non muniti dei relativi coefficienti di combinazione  $\Psi_{0j}$ .

Tale combinazione, trattando allo stesso modo sia i permanenti strutturali che quelli non strutturali, assumerebbe la seguente espressione:

$$1,3 \cdot G + 1,5 \cdot Q \quad [1]$$

Utilizzando l'espressione 2.5.1 del DM08, dove tra l'altro si fa esplicito riferimento alla presenza di azioni accidentali dominanti e non dominanti, la combinazione [1] non si otterrebbe mai (*a meno che non si abbia un solo sovraccarico accidentale*); in pratica non è mai previsto che i carichi accidentali siano presenti contemporaneamente con i coefficienti parziali al loro massimo valore.

E' evidente che l'espressione [1] rappresenta una combinazione "di comodo" che evita l'onere di dover applicare più di una combinazione statica a seconda dell'azione dominante, tuttavia essa può arrecare un aggravio di carico che, soprattutto per le strutture esistenti, può risultare eccessivo e soprattutto non pertinente.

Svolgiamo un semplice esempio per chiarire quali combinazioni dovrebbero a rigore essere utilizzate per la verifica statica di un edificio esistente, facendo ricorso alla possibilità data dal DM08 di poter opportunamente modificare i coefficienti parziali relativi ai carichi permanenti.

Si consideri ad esempio che, a seguito dello svolgimento della fase di acquisizione del livello di conoscenza della struttura, si siano rilevati con sufficiente precisione i carichi permanenti presenti nella struttura. A seguito di ciò può essere ritenuto valido l'utilizzo di un  $\gamma_g$  pari ad 1.

Si faccia riferimento ai valori dei coefficienti di combinazione previsti dalla seguente tabella 2.5.1

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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

**Figura 38**

I carichi da considerare siano:

- Permanenti strutturali e non strutturali;
- Carico accidentale di servizio ( $Q_1$  - Categoria C);
- Neve ( $Q_2$ ).

*Combinazione statica 1: Azione dominante = Neve*

$$1,0 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_2 + 0,7 \cdot Q_1) = 1,0 \cdot G + 1,5 \cdot Q_2 + 1,05 \cdot Q_1$$

Combinazione statica 2: Azione dominante = Carico accidentale di servizio

$$1,0 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_1 + 0,5 \cdot Q_2) = 1,0 \cdot G + 1,5 \cdot Q_1 + 0,75 \cdot Q_2$$

La tabella 2.5.I appena citata elenca diverse categorie di edifici, ambienti ed azioni, tuttavia pur essendo più completa rispetto alle versioni normative passate, per certe destinazioni d'uso risulta anche molto più generica; ad esempio non si ritrovano più le distinzioni presenti nella tabella 3.2.IV del DM05, dove venivano specificate anche "le scale", "le scuole" ed i "negozi". Di fatto, l'elencazione assunta dal nuovo DM08, fatta categorizzando gli ambienti comuni, non può essere utilizzata a prescindere dai contenuti della successiva tabella 3.1.II., relativa ai carichi variabili (paragrafo 3.1.4), dove si utilizzano le stesse accezioni per identificare in maniera esplicita a quale tipo di ambiente ci si riferisce.

In pratica, attraverso la tabella 3.1.II. si identifica la categoria ambientale con la quale poi si accede alla tabella 2.5.I. per la determinazione dei coefficienti di combinazione.

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

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	3,00 4,00	2,00 4,00	1,00 2,00
	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
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b>			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b>			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b>			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b>			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
	secondo categoria di appartenenza			
* 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				

Figura 39

#### 1.5.4.3 La combinazione sismica per strutture esistenti

Come già precedentemente accennato, la combinazione sismica da utilizzare per la verifica è quella indicata dall'espressione 2.5.5 presente all'interno del DM08.

I coefficienti parziali di combinazione  $\Psi_{2j}$  sono quelli previsti dalla tabella 2.5.I.

Si osservi che, a differenza di ciò che accadeva nelle vecchie norme, oltre al vento ed alla variazione termica, anche la neve può essere non considerata se la struttura si trova sotto i mille metri; la cosa assume sicuramente una rilevanza non trascurabile.



Con riferimento all'esempio precedente la combinazione sismica assume la seguente espressione:

$$E + G + 0,6 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G + \sum_j \Psi_{2j} Q_j$$

Per l'esempio in questione si avrà:

$$G + 0,6 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2$$

## 1.6 Conclusioni

Con l'entrata in vigore, il 4 Marzo scorso, del DM 14 Gennaio 2008 si è di fatto introdotta una norma sismica dal forte contenuto innovativo.

Rispetto alle precedenti versioni normative si sono avuti significativi cambiamenti soprattutto per quello che riguarda la definizione dell'azione sismica, pertanto si è ritenuto opportuno approfondire in modo dettagliato e ragionato i capitoli che trattano l'argomento specifico.

Si è rivelato opportuno il confronto con l'azione sismica prevista dal DM05; attraverso l'analisi comparativa (benché limitata a due soli esempi applicativi) è emersa una sostanziale diversificazione dell'input sismico, che ha di fatto comportato un consistente alleggerimento della gravosità dello spettro elastico.

Si è comunque dovuto sottolineare in più punti la necessità di ulteriori specifiche e chiarimenti che si spera possano essere forniti attraverso la Circolare di applicazione delle Norme Tecniche che a breve dovrebbe essere resa disponibile dagli organi competenti.