

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI

PROGETTO STRUTTURE IN OPERA DI FONDAZIONE

COMUNE DI CASTEL SAN GIOVANNI

COSTRUZIONE FABBRICATO AD USO LOGISTICO

Ubicazione: **CORPI X e Y**

Committente: VALTIDONE S.P.A.

Progettista strutture di fondazione in c.a. in opera: ING. CARLO CARINI

RELAZIONE di CALCOLO

il **PROGETTISTA** strutture di fondazione in c.a. in opera il **D.L.** strutture in opera

ELENCO DEI DOCUMENTI ALLEGATI

1. ***PROGETTI GENERALI E STRUTTURALI DELL'INTERO INTERVENTO (a cura di altri tecnici incaricati ed allegati a parte)***
2. **RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE DI FONDAZIONE**
3. **RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURE DI FONDAZIONE**
4. **ELABORATI GRAFICI STRUTTURE DI FONDAZIONE**
5. **PIANO DI MANUTENZIONE STRUTTURE DI FONDAZIONE**
6. ***RELAZIONE GEOLOGICA/GEOFISICA/GEOTECNICA (a cura di altri tecnici incaricati ed allegata a parte)***
7. ***RELAZIONE PERICOLOSITA' SISMICA (a cura di altri tecnici incaricati ed allegati a parte)***

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DI PROGETTO - 2.0

a) Descrizione del contesto

I dati necessari per la presente progettazione preliminare, riferita alle strutture di fondazione in c.a. in opera, sono stati ricavati dai seguenti elaborati ai quali si rimanda per tutto quanto necessario:

- Progetto generale dell'intero intervento a firma: **ing. A. SCHINARDI**
- Relazioni e indagini geologiche, geofisiche e geotecniche a firma: **dott. A. BALDINI**
- Progetto strutturale dell'intero intervento a firma: **U.T. PREFABBRICATORE**
- Relazioni e progetto geotecnici + progetto delle opere in jet grouting
- Altri documenti e/o elaborati nella presente richiamati o alla stessa allegati.

La presente riguarda quindi esclusivamente: **strutture di fondazione in c.a. in opera.**

b) Descrizione della struttura (vedi progetti generale e strutturale dell'intero intervento)

Si tratta di 2 edifici uguali, adibiti a depositi logistici, ai cui plinti di fondazione questa relazione si riferisce, dal punto di vista strutturale, totalmente realizzato con strutture prefabbricate. Quindi, per la descrizione ed ogni altra caratteristica, si rimanda ai già citati elaborati di progetto architettonico e strutturale dell'intero intervento.

c) Normativa tecnica

- DM 17 gennaio 2018 “Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni”, con i relativi documenti applicativi di dettaglio. - per maggiori dettagli si rimanda al punto 2.4.
-

d) Parametri di progetto e categoria del sottosuolo

Questi dati sono definiti nella progettazione generale delle strutture prefabbricate in elevazione (con le quali il fabbricato è totalmente realizzato) e nella relazione geologica/geofisica/geotecnica e come tali sotto riportati:

- Categoria sottosuolo: **C**
- Categoria topografica: **T1**

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI

- Vita Nominale: $V_n = 50$ anni

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_n (in anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisoriale -Strutture in fase costruttiva	≤ 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

- Classe d'Uso: **Classe II**

<p>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.</p> <p>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.</p>
--

- Coefficiente d'uso della costruzione: $C_u = 1,0$

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

- Periodo di riferimento: $V_r = V_n \times C_u = 50$ anni

e) Definizione dei materiali (calcestruzzo e acciaio per le opere di fondazione)

- Calcestruzzo: classe di resistenza **C25/30** Acciaio per c.a. : ad aderenza migliorata **B450C** conforme al D.M. 17.01.2018

Per maggiori dettagli si rimanda anche alla allegata relazione sui materiali impiegati ed alle prescrizioni sulla stessa riportate.

f) Illustrazione dei criteri di progettazione (verifiche delle fondazioni in c.a. in opera)

Come previsto dalle NTC 2018 il metodo di verifica adottato è quello semiprobabilistico agli Stati Limite; le unità di misura utilizzate sono quelle del Sistema Internazionale di Unità (SI) oppure del Sistema Tecnico.

g) Indicazione delle principali combinazioni

h) Indicazione del metodo di analisi seguito

Si rimanda alle relazioni di calcolo della struttura prefabbricata sovrastante.

j) Giudizio motivato sull'accettabilità dei risultati (verifiche delle fondazioni in c.a. in opera)

k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo (verifiche delle fondazioni in c.a. in opera)

Le verifiche sono state condotte con l'eventuale ausilio di codici di calcolo automatico; la verifica della sicurezza degli elementi strutturali è avvenuta con i metodi della scienza delle costruzioni, secondo il metodo semiprobabilistico.

listico degli Stati Limite (S.L.) con combinazioni di carico esaustive relativamente agli scenari di carico cui l'opera sarà soggetta (§10.2.1 - tipo di analisi svolta).

La struttura in progetto non è relativa ad un'opera di importanza particolare, ritenuta tale dal committente, per questo non sono stati eseguiti controlli incrociati sui risultati di calcolo attraverso una nuova esecuzione dei calcoli da parte di soggetto (prescelto dal Committente) diverso da quello originario con programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente (§10.2.4 - validazione dei codici di calcolo).

La visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi (sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari) hanno permesso un controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni. L'affidabilità degli eventuali software utilizzati è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dai produttori.

1) Verifiche geotecniche

Vedi relazioni e progetto geotecnici + progetto delle opere in jet grouting a firma dott. ing. Paolo Giordani.

PREMESSA – 2.1

Nella presente si riportano solamente le indicazioni relative al progetto di quanto in intestazione, mentre le progettazioni generale dell'intero intervento e strutturale dell'intero (strutture prefabbricate) sono a carico di altri tecnici incaricati.

L'edificio ha le dimensioni e le tipologie rilevabili nei suddetti progetti dell'intero intervento dai quali viene anche ripresa la numerazione progressiva delle fondazioni.

Per il consolidamento del terreno di fondazione (dove lo stesso si rende necessario) viene utilizzata la tecnologia del **jet grouting**; le pressioni massime sul terreno sono quelle accertate nelle relazioni geologiche e geotecniche allegate.

Le **fondazioni** si realizzano attraverso la predisposizione di appositi **plinti in c.a.** che trasmettono i carichi al sottostante terreno di fondazione (consolidato ove necessario mediante jet grouting) che ha le caratteristiche indicate nelle relazioni geologiche e geotecniche allegate (vedi relazioni e progetto geotecnici + progetto delle opere in jet grouting).

L'innesto dei pilastri prefabbricati nei plinti è di tipo diretto (tecnologia tipo “armatubo o similare) senza bicchiere di fondazione come da relativo progetto delle strutture prefabbricate sovrastanti.

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE – 2.3

Secondo quanto previsto dalle NTC 2018.

QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO – 2.4

La normativa di riferimento, per le fasi di calcolo e progettazione, è:

- D.M. 17/1/2018 - “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC18)
- Circolare illustrativa delle NTC 21/1/2019 n. 7.

Le NTC2018 sono emesse ai sensi delle leggi:

- 5 novembre 1971, n. 1086
- 2 febbraio 1974, n. 64
- così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al DPR 6 giugno 2001, n. 380, e dell'art. 5 del DL 28 maggio 2004, n. 136 (convertito in legge con modificazioni dall'art. 1 della legge 27 luglio 2004, n. 186 e ss. mm. ii.)

e definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni.

Per quanto non diversamente specificato nelle NTC2018 si intendono coerenti le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a integrazione e per quanto non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul documento stesso;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Per quanto non trattato nelle NTC2018 o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali.

Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, predispone e pubblica, sentiti il C.N.R. e l'UNI, l'elenco dei documenti che costituiscono riferimento tecnico per le NTC e con analoga procedura sono predisposti e pubblicati gli aggiornamenti periodici a tale elenco, nonché gli aggiornamenti degli elenchi delle specifiche tecniche volontarie UNI, EN ed ISO.

AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE – 2.6

Per l'analisi dei carichi sulle fondazioni si fa riferimento agli allegati fascicoli dei “carichi al piede” così come inseriti nei progetti strutturali dell'intero intervento prefabbricato in c.a. e in acciaio; negli stessi è riportata la pianta con l'indicazione degli allineamenti, la numerazione dei pilastri e la tabella delle azioni previste. Le tabelle sono fornite secondo le unità di misura utilizzate nel modello formulato e le azioni stesse derivano dall'analisi del comportamento dell'opera, condotto dal progettista strutturale dell'intero intervento prefabbricato, esaminando la struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche:

Caratteristiche dimensionali dei principali elementi strutturali

<u>Plinti</u>	<ul style="list-style-type: none"> - altezza 100 cm. con dimensioni in pianta ed armature come da elaborati di progetto allegati - il piano di appoggio è realizzato con calcestruzzo magro classe C12/15, avente una base di almeno 10 cm. per parte più larga <p>Sarà cura del D.L. verificare che le caratteristiche del terreno (qualità, portanza, cedimenti, ecc...) siano idonee a sopportare le azioni progettualmente previste con particolare riferimento alle indicazioni/prescrizioni della relazione geologica; in caso diverso impartirà adeguate istruzioni correttive (es. asportazione di terreno fino allo stato di qualità sufficiente, riempimento con magrone C12/15 fino al raggiungimento della idonea quota, altri interventi ritenuti necessari, verifica contestuale del carico unitario sul terreno, ecc...).</p>
<u>Cordoli di collegamento</u>	<ul style="list-style-type: none"> - non previsti <p>Poiché nella relazione di calcolo delle strutture prefabbricate il progettista delle stesse ha tenuto nel debito conto la presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale (calcolati come specificato nelle NTC 2018) e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura, non si renderà necessaria l'adozione di un reticolo di cordoli di collegamento fra le strutture di fondazione</p>
<u>Platee vani scala</u>	<ul style="list-style-type: none"> - altezza 100 cm. con dimensioni in pianta ed armature come da elaborati di progetto allegati - il piano di appoggio è realizzato con calcestruzzo magro classe C12/15, avente una base di almeno 10 cm. per parte più larga <p>Sarà cura del D.L. verificare che le caratteristiche del terreno (qualità, portanza, cedimenti, ecc...) siano idonee a sopportare le azioni progettualmente previste con particolare riferimento alle indicazioni/prescrizioni della relazione geologica; in caso diverso impartirà adeguate istruzioni correttive (es. asportazione di terreno fino allo stato di qualità sufficiente, riempimento con magrone C12/15 fino al raggiungimento della idonea quota, altri interventi ritenuti necessari, verifica contestuale del carico unitario sul terreno, ecc...).</p>
NOTE	<ul style="list-style-type: none"> - vedi anche tutti gli altri allegati alla presente relazione

MODELLI NUMERICI - 2.7 METODOLOGIA MODELLAZIONE E ANALISI – 2.7.1

Si rimanda al progetto della struttura prefabbricata sovrastante.

PRINCIPALI RISULTATI – 2.8 (verifiche delle fondazioni in c.a. in opera)

Dalle combinazioni di carico e dai valori delle azioni agenti al piede dei pilastri come sopra descritti, accanto alle azioni riferite all'area d'impronta dei plinti, si ottengono anche i valori delle pressioni di contatto sul terreno.

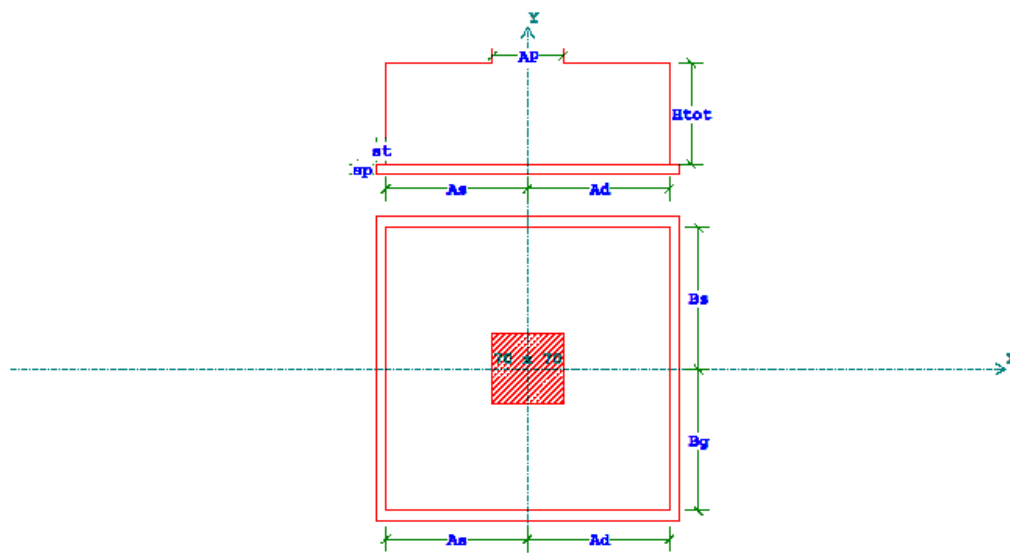
Le verifiche geotecniche delle massime pressioni sul terreno (vedi relativa relazione allegata) hanno tenuto conto, ove necessario, dei seguenti pesi propri/opzioni:

- peso proprio plinto
- peso proprio magrone
- peso terreno sopra plinto per ribaltamento
- infossamento laterale per calcolo capacità portante

ricavando per ogni punto maglia il massimo valore di q applicata. Poiché, come indicato nel fascicolo dei calcoli statici, il dimensionamento delle armature degli elementi strutturali in c.a. cui la presente relazione si riferisce viene effettuato per i valori massimi, i risultati conseguenti saranno sempre a favore di sicurezza.

*** **

PL280 TIPO



METODO DI CALCOLO: Stati limite; Normativa tecnica adottata: Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018;

Materiale plinto: C25/30_B450C

Conglomerato cementizio: $R_{ck}=29.43$; $R_{cm}=29.43$; $E_c=31447.16$; (in MPa); $\gamma_c=1.50$; $PS=24525.00$ (N/mc).

$f_{ck}=24.43$; $f_{cd}=14.11$; $f_{ctk}=1.79$; $f_{ctd}=1.19$; $f_{ctm}=2.56$; $f_{cfm}=3.07$; (in MPa)

Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_2=14.11$ MPa; $\epsilon_{cu2}=0.0035$; $\epsilon_{c2}=0.0020$

Tipo acciaio barre longitudinali: B450C; $\gamma_s=1.15$

$f_{yk}=450.00$; $f_{yd}=391.30$; $f_{bd}=2.69$; $E_s=206000.00$; (in MPa);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\epsilon_{su}=0.0675$; $k=1.15$

Tipo acciaio piegati a taglio e punzonamento: B450C; $\gamma_s=1.15$

Copriferro (distanza sup. esterne cls-ferri): $c=5.00$ cm

Tensione ammissibile del terreno inserita a mano: σ_t amm. man.= 1.0663 MPa

Tipo Approccio: Approccio 2 - comb. A1+M1+R3

Coefficienti parziali per parametri geotecnici (M_1 , M_2):

γ Tangente dell'angolo di attrito interno: 1.0000; 1.2500

γ Coesione efficace: 1.0000; 1.2500

γ Coesione non drenata ($\phi=0$): 1.0000; 1.4000

γ Peso dell'unità di volume: 1.0000; 1.0000

Coefficienti parziali per verifiche (R_1 , R_2 , R_3):

γ_R Verifica SLU capacità portante: 1.0000; 1.8000; 2.3000

γ_R Verifica SLU scorrimento: 1.0000; 1.1000; 1.1000

γ_R Verifica SLU ribaltamento: 1.0000; 1.0000; 1.0000

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI

Coefficiente per carichi permanenti in combinazioni SLU non sismiche (A1, A2):

γ_{Gsfav} Coeff. per carichi permanenti con effetto sfavorevole: 1.3000; 1.0000

γ_{Gfav} Coeff. per carichi permanenti con effetto favorevole: 1.0000; 1.0000

Considera la sismicità: Si

Tipo di costruzione (Art. 2.4.1. NTC 2008): Tipo 2 (Vita nominale di progetto ≥ 50 anni)

Classe d'uso (Art. 2.4.2.): Classe III

Posizione del sito: Longitudine: 9.4340, Latitudine: 45.0610

Parametri di pericolosità sismica			
	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.2909	2.5110	0.2000
SLD	0.3620	2.5462	0.2200
SLV	0.9411	2.4593	0.2800
SLC	1.2425	2.4617	0.2800

Categoria di sottosuolo (Art. 3.2.2): C

Categoria topografica (Art. 3.2.2): T1; Rapporto h/H altezza pendio: 1.00; Coeff. amplif. topografica St: 1.00

Parametri spettri orizzontali e Fv					
	S	TB	TC	TD	Fv
SLO	1.5000	0.1190	0.3570	1.7160	0.5780
SLD	1.5000	0.1270	0.3810	1.7450	0.6540
SLV	1.5000	0.1490	0.4470	1.9760	1.0180
SLC	1.5000	0.1490	0.4470	2.0970	1.1710

Coefficienti sismici fondazioni				
	kh	kv	amax (m/sec ²)	β
SLO	0.008727	0.004364	0.427915	0.200000
SLD	0.010861	0.005431	0.532569	0.200000
SLV	0.028232	0.014116	1.384283	0.200000
SLC	0.044732	0.022366	1.827782	0.240000

Fattori di correzione sismica del carico limite (comb. SLV): $Z_c = (1 - 0.32 \cdot kh) = 0.9910$; $Z_q = Z \cdot \gamma = (1 - kh / \tan(\phi))^{0.35} = 0.9862$;

Fattore di sovraresistenza per il calcolo dei bicchieri (Art. 7.4.5.2.1): 1.20;

Metodo di calcolo del carico limite (o portanza) verticale: Brinch-Hansen

Angolo d'attrito interno del terreno (gradi) ϕ : 36.0000; Angolo d'attrito tra terreno e cls (gradi) δ : 24.0000

Peso specifico del terreno (N/m³) γ : 17658.00; Peso specifico del terreno saturo (N/m³) γ_{sat} : 18639.00

Coesione efficace (MPa) c' : 0.0294; Coesione non drenata (MPa) c_u : 0.0294

Aderenza terreno-fondazione (MPa) c_a : 0.0098

Profondità della base superiore plinto dal piano di campagna (cm): 50.00

Sovraccarico sul terreno laterale (già combinato) (N/m²): 0.00

Sovraccarico sul plinto (permanente non combinato) (N/m²): 0.00

Non considerare il terreno soprastante il plinto: No

Inclinazione pendio direz. X (gradi): 0.00000; Inclinazione pendio direz. Y (gradi): 0.00000

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI

Inclinazione piano di fondazione direz. X (gradi): 0.00000; Inclinazione piano di fondazione direz. Y (gradi): 0.00000

Riduci le dimensioni B ed L della base per l'eccentricità: Si

Inserisci la tensione ammissibile del terreno manualmente: Si; $\sigma_t=1.0663$ MPa

Utilizza la tensione ammissibile del terreno inserita manualmente come limite inferiore: Si

Verifica la tensione ammissibile terreno anche col metodo degli Stati Limite: Si

Presenza di falda acquifera: No

Considera la fondazione nastriforme se L/B (event. ridotte) è maggiore di: 2.00

Considera i coefficienti s, nella formula del carico limite, anche con carichi inclinati.: No

Sezione pilastro sovrastante: 70 x 70

Dimensioni base inferiore lungo x: $A_s = 140.00$ cm $A_d = 140.00$ cm

Dimensioni base inferiore lungo y: $B_s = 140.00$ cm $B_g = 140.00$ cm

Altezza: $H_{pli} = 100.00$ cm

Spessore e sporgenza sottoplinto (cm) $sp = 10.00$, $st = 10.00$

Peso e volume (senza sottoplinto): $P = 192276.00$ N $V = 7.84$ mc

SOLLECITAZIONI SLU A1					
comb.	N (KN)	M _x (KNm)	T _x (KN)	M _y (KNm)	T _y (KN)
1	789.80	78.70	83.40	1040.10	6.30
2	789.80	883.20	0.20	2.80	70.90
3	1704.90	171.00	85.50	965.90	13.70
4	1704.90	905.40	0.20	3.10	80.70

SOLLECITAZIONI SLV					
comb.	N (KN)	M _x (KNm)	T _x (KN)	M _y (KNm)	T _y (KN)
1	877.60	385.80	64.30	803.20	30.90
2	877.60	821.80	22.60	282.10	65.70

VERIFICHE DEL PLINTO BASSO ($\alpha < 45^\circ$). (Tens. e deform. positive se di compressione)

(tra parentesi la combinazione piu' gravosa)

Tensione ammissibile del terreno calcolata dalla portanza: $q_{amm} = 1.3870$ MPa

Tensione ammissibile del terreno adottata: $\sigma_t amm = \min(q_{amm}, \sigma_t amm. man.) = 1.0663$ MPa

- Verifica carico limite verticale in condizione drenata (Brinch-Hansen) (comb. 1 SLU A1+M1+R3)

Dimensioni adottate (cm): $B=280.00$; $L=280.00$; $D=160.00$; $eccB=99.45$; $eccL=7.52$; $B'=81.11$; $L'=264.95$;

Carichi (KN, KN·cm): $N=1129.74$; $MB=8500.00$; $ML=112350.00$; $HB=83.40$; $HL=6.30$

Essendo $L/B > 2$ e $\phi attr > 34^\circ$, si assume $\phi attr = 1.5 \cdot \phi attr - 17^\circ$ (condizione di deformazione piana)

Parametri geotecnici adottati: angolo di attrito= 37.00000° ; coesione eff.= 0.02943 MPa; peso spec. terreno= 17.66 KN/m³

Parametri intermedi: Sovraccarico sul piano di posa $q=0.02825$ MPa; $V=1129.74$ KN; $H=83.40$ KN; incl. carico= 4.22203° ;

angolo forza orizz. direz. L $\alpha_L=85.68011^\circ$; $mB=1.77$; $mL=1.23$; $m=1.76$; $k=0.57$;

Fattori :

$N_c=55.63$; $N_q=42.92$; $N_\gamma=66.19$;

$sc=1.00$; $dc=1.14$; $ic=0.87$; $gc=1.00$; $bc=1.00$;

$sq=1.00$; $dq=1.14$; $iq=0.88$; $gq=1.00$; $bq=1.00$;

$s_\gamma=1.00$; $d_\gamma=1.00$; $i_\gamma=0.81$; $g_\gamma=1.00$; $b_\gamma=1.00$;

Pressione limite: $q_{lim}=3.22371$ MPa (3223.71 KN/m²); Carico Limite: $Q_{lim}=q_{lim} \cdot B' \cdot L'=6927.46$ KN

Verifica del carico limite: $Q_{lim}/\gamma_R=6927.46/2.3000=3011.94 > N=1129.74$ KN => VERIFICA POSITIVA

Pressione ammissibile (comb. 2 SLV sismica+M1+R3; $q_{lim}=3.15$): $q_{amm}=(q_{lim}-q)/2.3000 + q= 1.38698$ MPa

- Verifica pressioni sul terreno (comb. 1 SLU A1+M1+R3): $\sigma_t \max= 0.7184 < \sigma_t \max=1.0663$ => VERIFICA POSITIVA

Sezione parzializzata

Intersezioni tra asse neutro e profilo della base (comb. 1 SLU A1+M1+R3) :

(9.08 , 140.00) (28.65 , -140.00)

Pressioni sul terreno nei vertici della base (origine al centro del pilastro) (N.B. Le parti in trazione non sono reagenti)			
v	X (cm)	Y (cm)	σ_t (MPa)
1	-140.00	-140.00	-0.9255
2	-140.00	140.00	-0.8181
3	140.00	140.00	0.7184
4	140.00	-140.00	0.6110

- Verifiche per la sezione ortogonale all'asse x (Azioni al filo del pilastro):

Flessione S.L.U. (comb. 1 SLU A1+M1+R3): $M=555595.55$ Nm; $T= 750184.08$ N

Armatura inserita: $A_f=28.15$ cm²; $A_f'=11.00$ cm²

(equivalente a: 14Ø16 dritti inf. + 14Ø10 superiori)

Deformazioni a rottura ($\times 1000$): $\epsilon_c= 3.3721$; $\epsilon_f=-67.5000$; $\epsilon_f'=-0.7658$

Coeff. sicurezza: $2.0891 > 1$; => VERIFICA POSITIVA

Verifiche taglio S.L.U. (comb. 3 SLU A1+M1+R3):

$V_{Ed}=805254.68$ N; $d=94.20$ cm; $b_w=280.00$ cm; $\rho_L=0.001484$; $k=1.4608$, $\sigma_{cp}=0.0000$, $V_{min}=0.3054$

$VR_{d1}=(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 710258.03$ N

$VR_{d2}=(V_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 805538.77$ N

$V_{Ed} < \max(VR_{d1}, VR_{d2})$ => VERIFICA POSITIVA

Non e' necessaria armatura al taglio.

- Verifiche per la sezione ortogonale all'asse y (Azioni al filo del pilastro):

Flessione S.L.U. (comb. 4 SLU A1+M1+R3): $M=520778.67$ Nm; $T= 780354.20$ N

Armatura inserita: $A_f=28.15$ cm²; $A_f'=11.00$ cm²

(equivalente a: 14Ø16 dritti inf. + 14Ø10 superiori)

Deformazioni a rottura ($\times 1000$): $\epsilon_c= 3.3721$; $\epsilon_f=-67.5000$; $\epsilon_f'=-0.7658$

Coeff. sicurezza: $2.2288 > 1$; => VERIFICA POSITIVA

Verifiche taglio S.L.U. (comb. 4 SLU A1+M1+R3):

$V_{Ed}=780354.20$ N; $d=94.20$ cm; $b_w=280.00$ cm; $\rho_L=0.001484$; $k=1.4608$, $\sigma_{cp}=0.0000$, $V_{min}=0.3054$

$VR_{d1}=(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 710258.03$ N

$$VRd2 = (V_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 805538.77 \text{ N}$$

$$V_{Ed} < \max(VRd1, VRd2) \Rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$$

Non è necessaria armatura al taglio.

- Verifiche a punzonamento S.L.U..

$d = 938 \text{ mm}$. Altezza utile media della base del plinto $d = (d_x + d_y)/2$;

$u = 5793 \text{ mm}$. Perimetro di verifica critico, che massimizza il rapporto $v_{Ed}/v_{Rd,c}$;

$a = 453 \text{ mm}$. Distanza del perimetro critico u dal pilastro ($a/d = 0.4833$);

$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed,rid} / (d \cdot u)$. Tensione di punzonamento sollecitante nel perimetro critico u ;

$\beta = [1 + k(M_{ed} \cdot u) / (V_{ed} \cdot W)] = 2.0207$: coefficiente di amplificazione per eccentricità di carico nel perimetro u ;

$W_1 = 3356557$, $W_2 = 3356557$: distribuzioni del taglio, in direz. ortogonale e parallela alla sollecitazione;

$v_{Rd,max} = 0.4 \cdot 0.5 \cdot f_{cd} = 2.8219$. Tensione resistente di progetto di punzonamento massimo;

Verifica nel perimetro in adiacenza al pilastro $u_0 = 2800 \text{ mm}$ (comb. 3 SLU A1+M1+R3)

$V_{Ed} = 1704900.0 \text{ N}$; $V_{Ed,rid} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 1598343.7 \text{ N}$. Azioni verticali data e ridotta;

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed,rid} / (u_0 \cdot d) = 1.2297 < v_{Rd,max} \Rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$$

Verifica nel perimetro critico $u = 5793 \text{ mm}$ (comb. 3 SLU A1+M1+R3)

$V_{Ed} = 1704900.0 \text{ N}$; $V_{Ed,rid} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 1153366.8 \text{ N}$. Azioni verticali data e ridotta;

$M_x = 965900000.0$, $M_y = -171000000.0 \text{ Nmm}$. Momenti flettenti provenienti dal pilastro (nel sistema di riferimento del pilastro);

$v_{Rd,c} = 1.204164 \text{ MPa}$. Tensione resistente nel plinto privo di armatura a punzonamento nel perimetro u ;

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed,rid} / (d \cdot u_1) = 0.4289 < v_{Rd,c} \quad \text{VERIFICA POSITIVA} \rightarrow \text{Non è necessaria armatura a punzonamento}$$

- Verifiche al ribaltamento S.L.U.:

Coeff. di sicur. lungo x (comb. 1 SLU A1+M1+R3): $K_r = M_{stab} / (M + T \cdot H_{pli}) = 147181.35 / 112350.00 = 1.31 > 1.00 \Rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$

Coeff. di sicur. lungo y (comb. 2 SLU A1+M1+R3): $K_r = M_{stab} / (M + T \cdot H_{pli}) = 147181.35 / 95410.00 = 1.54 > 1.00 \Rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$

- Verifica allo scorrimento S.L.U. (comb. 1 SLU A1+M1+R3; $N_{tot} = 1129.74 \text{ KN}$, $A_{eff} = 17482.31 \text{ cm}^2$, $H = 83.64 \text{ KN}$):

$$\text{Coeff. di sicurezza: } K_s = (V \cdot \tan(\delta) + c_a \cdot A_{eff}) / H = 520.13 / 83.64 = 5.80 > 1.10 \Rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$$

Armatura inserita da verificare:

Ferri superiori direzione X : 14Ø10

Ferri superiori direzione Y : 14Ø10

Ferri dritti inferiori direzione X : 14Ø16

Ferri dritti inferiori direzione Y : 14Ø16

VERIFICHE TUTTE POSITIVE

N.B. Le armature effettivamente inserite negli elementi strutturali di fondazione sono quelle indicate negli schemi grafici allegati; come quantità e sezione esse risultano, ad evidente favore di sicurezza, sempre maggiori di quelle minime calcolate.

GIUDIZIO MOTIVATO ACCETTABILTA' DEI RISULTATI – 2.9

Le verifiche sono state condotte con l'eventuale ausilio di codici di calcolo automatico; la verifica della sicurezza degli elementi strutturali è avvenuta con i metodi della scienza delle costruzioni, secondo il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite (S.L.) con combinazioni di carico esaustive relativamente agli scenari di carico cui l'opera sarà soggetta (§10.2.1 - tipo di analisi svolta).

La struttura in progetto non è relativa ad un'opera di importanza particolare, ritenuta tale dal committente, per questo non sono stati eseguiti controlli incrociati sui risultati di calcolo attraverso una nuova esecuzione dei calcoli da parte di soggetto (prescelto dal Committente) diverso da quello originario con programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente (§10.2.4 - validazione dei codici di calcolo).

La visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi (sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari) hanno permesso un controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni. L'affidabilità degli eventuali software utilizzati è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dai produttori.

Software utilizzati per le relazioni relative a strutture in c.a. in opera per la costruzione in oggetto:

Sezione Win ver. 9.1 - emanato da Ingegneria Soft licenza d'uso n. 3589 - Progetto delle armature e/o verifica di una sezione in c.a. di forma generica (è possibile utilizzare delle sezioni predefinite di forma: rettangolare, rettangolare cava, circolare, circolare cava, a poligono regolare pieno, a poligono regolare cavo, a T, ad I, ad L, a C, a V e trapezoidale), soggetta a tensoflessione - pressoflessione deviata, taglio deviato e torsione. Oltre alle verifiche di resistenza esegue tutte le verifiche dimensionali previste dalla normativa col metodo S.L. Calcola e disegna il dominio di sicurezza a rottura per gli stati limite ultimi: tridimensionale N-Mx-My, bidimensionali nei piani Mx-My, N-Mx ed N-My con verifiche delle sollecitazioni inserite. Crea su file e stampa direttamente la relazione di calcolo ed il disegno esecutivo (di cui crea anche il file dxf).

Plinto Win ver. 9.1 - emanato da Ingegneria Soft licenza d'uso n. 3184 - Predimensionamento, progetto delle armature e verifiche, di un plinto in c.a., di forma parallelepipedo o troncopiramidale, simmetrico o asimmetrico (anche zoppo), soggetto a pressoflessione deviata e taglio deviato. Metodo S.L. Verifica del carico limite (portanza), da scegliersi tra i metodi di Terzaghi, Vesic, Meyerhof, Hansen, Brinch-Hansen e EC7. Fattori di correzione per zona sismica. Presenza di falda acquifera. Relazione di calcolo e disegno esecutivo. Predimensionamento automatico della forma del plinto, in base alle azioni ed alla tensione ammissibile del terreno.

Combinazioni Win ver. 9.1 - emanato da Ingegneria Soft – Calcolo automatico dei coefficienti per le combinazioni agli Stati Limite Ultimi, di Danno, Stati Limite di Esercizio Frequenti, Quasi Permanenti, Rare e Tensioni Ammissibili. Alle combinazioni agli S.L.U. e T.A. è possibile aggiungere le combinazioni sismiche. Possibilità di scegliere formule specifiche per le varie normative. Una volta calcolate le combinazioni dei coefficienti, queste possono essere applicate a valori numerici, quali azioni, deformazioni, ecc., in modo da essere utilizzati da altri programmi per le verifiche. E' possibile esportare i risultati per essere utilizzati da Plinto Win, Sezione Win, od in formato testo o Excel per altri programmi di verifica.

Spettri NTC ver. 1.03 – emanato dal Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici – Il programma fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico

**NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI**

sito del territorio nazionale. È possibile visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni - in forma sia grafica che numerica, nonché i relativi riferimenti alle Norme Tecniche per le Costruzioni. A supporto dei programmi è fornito un ampio manuale d'uso e l'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di ampia documentazione; inoltre l'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

★ ★ ★ ★ ★

VANO SCALA/ASCENSORE

Premessa

I setti in c.a. del vano scala-ascensore **non** sono progettati per assorbire l'azione sismica agente sul fabbricato. Infatti in fase di progettazione del fabbricato (progetto generale dell'intero intervento/progetto delle strutture prefabbricate) si è scelto di realizzare il sistema sismoresistente privilegiando i telai prefabbricati in c.a. (travi, pilastri, ecc.); non agiscono quindi, sui setti di cui sopra, carichi orizzontali concentrati ma solo i carichi verticali dovuti all'appoggio delle strutture portate (rampe, pianerottoli, eventuali elementi prefabbricati, ecc.). Queste ipotesi sono state effettuate ed illustrate negli elaborati grafici e nelle relazioni di progetto delle strutture prefabbricate.

Ai fini del calcolo della struttura in c.a. del vano scala-ascensore i principali parametri sismici utilizzati per definire le azioni di progetto sono quelli già in precedenza indicati per il fabbricato in generale nel suo complesso.

Sulla base dei dati relativi alle destinazioni d'uso presenti (vita nominale, classi d'uso, periodo di riferimento) ed alle caratteristiche geomorfologiche del sito viene definita l'azione sismica di riferimento per ciascuno degli stati limite considerati, in termine di forme spettrali.

Le forme spettrali corrispondenti ai diversi SL di riferimento vengono definite in funzione delle relative probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR e della terna di parametri su sito di riferimento rigido orizzontale ag , FO e T^*C , riferiti alla zona su cui sorge la costruzione.

Con riferimento alle dimensioni riportate negli allegati elaborati grafici, è stato utilizzato il metodo agli elementi finiti (F.E.M.) per modellare la risposta della struttura ai carichi verticali e alle azioni sismiche; spostamenti ed azioni sono cioè calcolati schematizzando la struttura come insieme di elementi (di varie geometrie e caratteristiche), connessi l'un l'altro solamente in corrispondenza di un numero determinato di punti chiamati 'nodi'. Gli stessi, definiti da tre coordinate rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano globale, vengono contrassegnati da un identificatore numerico ('numerazione nodale') crescente a partire da 1; anche gli elementi, risultano a loro volta individuati da un identificatore numerico crescente.

Il punto 3.2.1 del DM 14.01.2018 definisce quattro stati limite nei confronti delle azioni sismiche: 2 per gli stati limite di esercizio (SLE) e 2 per gli stati limite ultimi (SLU). Gli SLE vengono suddivisi in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato limite di Danno (SLD), mentre gli SLU vengono suddivisi in Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC) e ad ogni Stato Limite viene associata la relativa probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR a cui riferirsi per individuare l'azione sismica.

I parametri sismici del sito e le relative caratteristiche geologiche e topografiche, sono già state descritti nella presente, dove sono anche riassunte le condizioni di carico e relative combinazioni definite per l'analisi della struttura a pareti del vano scala. Sono state determinate le sollecitazioni utilizzate per la verifica e il dimensionamento delle armature delle varie componenti strutturali in c.a.; per le azioni sollecitanti sulle mensole e sui muri del vano scala si rimanda anche alle allegate relazioni di calcolo delle strutture prefabbricate - per l'analisi dei carichi sulle solette di rampe e pianerottoli si rimanda anche a quanto più avanti indicato.

La visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi (sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari) hanno permesso un controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni. L'affidabilità degli eventuali software utilizzati è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dai produttori.

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	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,...	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$)	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 $\leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0,0
Neve a quota $> 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Caratteristiche dimensionali

<u>Platea</u>	<ul style="list-style-type: none"> - spessore 100 cm in c.a. con armature come da elaborati di progetto allegati, impostata su terreno adeguatamente consolidato mediante jet grouting; quota prevista di imposta platea come da elaborati con altezza fossa ascensore 140 cm. (da verificare in fase di progetto esecutivo dell'impianto ascensore). - il piano di appoggio è realizzato con calcestruzzo magro classe C12/15, avente una base di almeno 10 cm. per parte più larga -
<u>Muri</u> in elevazione scala	<ul style="list-style-type: none"> - spessore 20 cm in c.a. con armature come da elaborati di progetto -
<u>Muri</u> in elevazione ascensore	<ul style="list-style-type: none"> - spessore 20 cm in c.a. con armature come da elaborati di progetto -
<u>Rampe</u> scale e <u>pianerottoli</u>	<ul style="list-style-type: none"> - realizzati con solette in c.a. spessore 20 cm vincolate fra le strutture verticali e/o orizzontali con armature come da elaborati di progetto -
<u>Cordoli</u> perimetrali (muri/rampe/pianerottoli)	<ul style="list-style-type: none"> - in c.a. con dimensioni 20 x 20 con armature come da elaborati di progetto -
<u>Mensole</u>	<ul style="list-style-type: none"> - in c.a. con dimensioni ed armature come da elaborati di progetto -
NOTE	<ul style="list-style-type: none"> - vedi anche tutti gli altri allegati alla presente relazione -

N.B. Le armature effettivamente inserite negli elementi strutturali del vano scala/ascensore sono quelle indicate negli schemi grafici allegati; come quantità e sezione esse risultano, a favore di sicurezza, sempre maggiori di quelle minime calcolate.

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI

Principali risultati

Analisi dei carichi (rampe e pianerottoli)

Peso Proprio	500	kg/mq
Permanente	150	kg/mq
<u>Accidentale</u>	400	kg/mq
Totale SLE R	1050	kg/mq

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;

Sismicità: edificio in zona sismica; Classe duttilità: B;

Cond. Ambientali: ordinarie; Sensibilità armature: poco sensibili.

Calcestruzzo: C25/30; $R_{ck}=305.81$; $E_c=320562.28$; Kg/cm²; $\gamma_c=1.50$

$f_{ck}=253.82$; $f_{cd}=143.83$; $f_{ctk}=18.25$; $f_{ctd}=12.13$; $f_{ctm}=26.10$; $f_{cfm}=31.29$; (in Kg/cm²)

Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_2=143.83$ Kg/cm²; $\epsilon_{cu2}=0.0035$; $\epsilon_{c2}=0.0020$

Acciaio barre: B450C; $\gamma_s=1.15$

$f_{yk}=4587.16$; $f_{yd}=3988.79$; $f_{bd}=27.42$; $E_s=2100000.00$; (in Kg/cm²);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\sigma_u=0.0675$; $k=1.15$

Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si

Acciaio staffe: $f_{yks}=4400.00$, $f_{yds}=3826.10$ (in Kg/cm²)

MOMENTO RESISTENTE SOLETTA RAMPA (1 m.)				
Caratteristiche della sezione				
GEOMETRIA	H	=	20	cm
	B	=	100	cm
	c	=	2.5	cm
	d	=	18	cm
	A _c	=	2.000	cm ²
ARMATURA COMPRESSA 1	n°	=	5,0	
	Φ	=	12	mm
	A _{s,1}	=	565	mm ²
ARMATURA COMPRESSA 2	n°	=	0,0	
	Φ	=	0	mm
	A _{s,2}	=	0	mm ²
ARMATURA COMPRESSA 1+2	A _s	=	565	mm ²
ARMATURA TESA 1	n°	=	5,0	
	Φ	=	12	mm
	A _{s,1}	=	565	mm ²
ARMATURA TESA 2	n°	=	0,0	
	Φ	=	0	mm
	A _{s,2}	=	0	mm ²
ARMATURA TESA 1+2	A _s	=	565	mm ²
Calcolo termini adimensionali				
	Φ	=	0,090	rapporto meccanico d'armatura tesa
	Φ	=	0,090	rapporto meccanico d'armatura compressa
	Φ	=	0,143	distanza armatura dal lembo compresso
	k	=	1,055	
	k'	=	0,000	
	Φ _n	=	0,117	posizione asse neutro
	Φ _s	=	26,52	%
	Φ _{rd}	=	0,090	momento resistente ridotto
	M _{rd}	=	38,9	kNm
				momento resistente SLU

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI

TAGLIO RESISTENTE SOLETTA RAMPA (1 m.)						
Caratteristiche della sezione						
GEOMETRIA	H	=	20	cm	altezza sezione	
	b _w	=	100	cm	larghezza sezione	
	h'	=	2,5	cm	copriferro	
	d	=	17,5	cm	altezza utile	
ARMATURA TESA	Φ	=	12	mm	diametro armatura	
	n°	=	5		numero barre	
	A _s	=	5,7	cm ²	area dell'armatura tesa	
	ρ _l	=	0,0028		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (70,02)	
AZIONI DI COMPRESSIONE	N _{ed}	=	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)	
	σ _{cp}	=	0,00	Mpa	tensione media di compressione	
Resistenza senza armatura a taglio						
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V _{Rd}	=	86	kN		
			Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
			$F_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right] \quad [4.1.23]$			
			con			
			f _{ctk} espresso in MPa			
			k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
			v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}			

cordolo tipo

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base (cm): B = 20.00 cm; Altezza (cm): H = 20.00 cm

Rotazione: rot = 0.00 gradi

Area totale acciaio : A_{st} = 6.16 cm²

Copriferro di progetto : c = 2.00 cm

Diametro staffe : d_s = 8 mm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: A_{cls} = 400.00 cm²; Baricentro: X_{gCls} = 0.00 cm; Y_{gCls} = -0.00 cm

Momenti d'inerzia: J_x = 13333.35 cm⁴; J_y = 13333.34 cm⁴; J_{xy} = 0.00 cm⁴;

Momenti principali d'inerzia: J_{csi} = 13333.35 cm⁴; J_{eta} = 13333.34 cm⁴;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: θ = -0.00 rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (Kg, Kgm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	10000	0	0	0	0	0
2	-10000	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	4000	0
4	0	0	0	0	-4000	0

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 2):

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione tutta tesa

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI

Deformazione massima cls : $\epsilon_c = -67.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio : $\epsilon_f = -67.50000 / 1000$

Deformazione minima acciaio : $\epsilon_f' = -67.50000 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (Kg, Kg•m):

NS=-10000.00; MxiS=-0.00; MyiS=-0.00; TxiS=0.00; TyiS=0.00

Ecc. aggiuntiva minima considerata: nessuna

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (Kg, Kg•m):

NR=-27876.78; MxiR= -0.00; MyiR= 0.00

Fattore di sicurezza ad N costante: $NR/NS = 2.7877 > 1$

VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA

Comb. n.ro: 1; NS=10000.00 < Nrd=70587.57 Kg VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA STRUTTURA IN ZONA SISMICA CLASSE CD "B"

Comb. n.ro: 1; NS=10000.00 < Nrd=0.65•Acls•fcd =37396.55 Kg VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE MASSIMA DI TRAZIONE

Comb. n.ro: 2; NS=-10000.00 > Nrt=-27876.78 Kg VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE ($A_{fTot}=6.16 \text{ cm}^2$; $Area_{Cls}=400.00 \text{ cm}^2$)

Armatura tesa (comb. 1): $A_{ft}=0.00 \text{ cm}^2 > 0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} = 0.00 \text{ cm}^2$

$A_{ft}=0.00 \text{ cm}^2 > 0.0013 \cdot b \cdot d = 0.00 \text{ cm}^2$

con: $b=0.00 \text{ cm}$; $d=17.30 \text{ cm}$

$A_{ftesa \text{ max}} (\text{comb. 2})=6.16 \text{ cm}^2$ e $A_{fcompr \text{ max}} (\text{comb. 1006632960})=-1000000.00 \text{ cm}^2 < 0.04 \cdot Area_{Cls}=16.00 \text{ cm}^2$

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONG. NEI BORDI SUPERIORE ED INFERIORE

$Area_{cls}=400.00 \text{ cm}^2$, $f_{yk}=450.00 \text{ MPa}$

Armatura compressa minima: $A_f=1000000.00 \text{ cm}^2$; $\rho_{comp}=2499.998750$

Armatura tesa massima : $A_f=6.16 \text{ cm}^2$; $\rho=0.015394$

Armatura tesa minima : $A_f=0.00 \text{ cm}^2$; $\rho=0.000000$

Verifiche positive: $1.4/f_{yk} < \rho < \rho_{comp} + 3.5/f_{yk}$; $\rho_{comp} > 0.25 \cdot \rho$;

Sono presenti almeno due barre $\varnothing \geq 14 \text{ mm}$ nei bordi superiore ed inferiore.

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRINCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 3; $V_{su}=4000.00 \text{ Kg}$; $\tau_{maxTr}=V_{su}/A_f=649.6120 < f_{yd}=3988.7870 \text{ Kg/cm}^2$

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 3; ($f_{cd}=143.8328$, $f_{ctd}=12.13$, $f_{ck}=253.82 \text{ in Kg/cm}^2$)

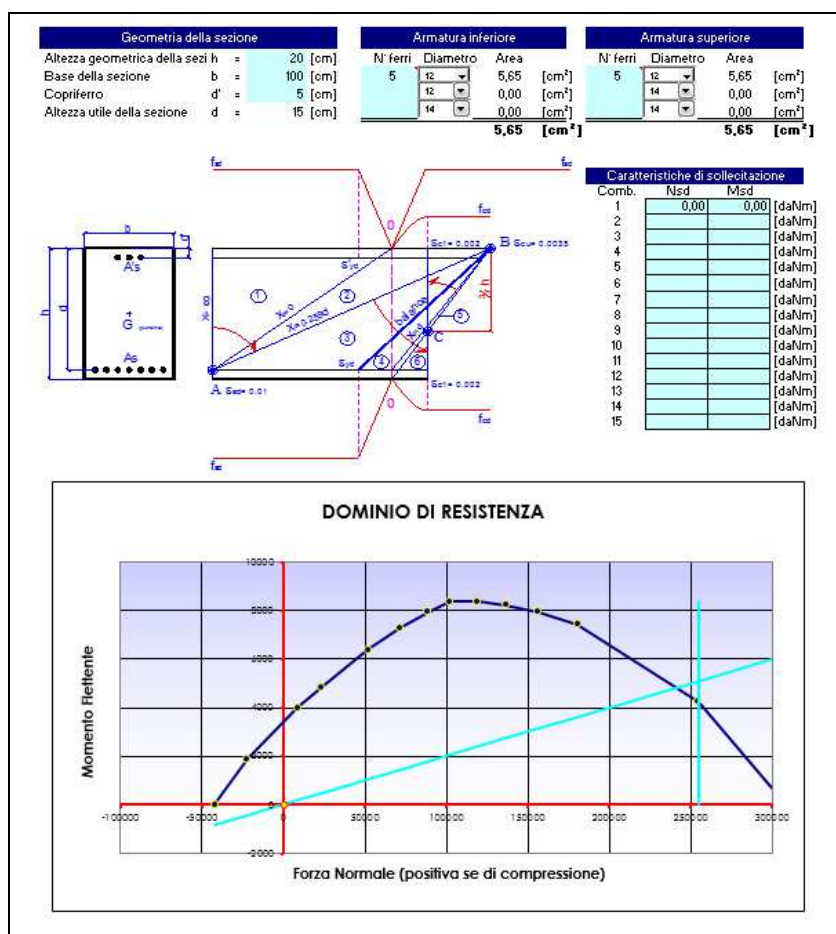
$V_{Ed}=4000.00 \text{ Kg}$; $d=17.30 \text{ cm}$; $b_w=20.00 \text{ cm}$, $\alpha_c=1.0000$, $\cot(\theta)=2.5000$, $A_{sw/s} \text{ progettata}=3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot 0.5 \cdot (\cot(90^\circ) + \cot(\theta)) / (1 + \cot(\theta)^2) = 7722.34 \text{ Kg}$

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw/s}) \cdot f_{yd_st} \cdot (\cot(90^\circ) + \cot(\theta)) \cdot \sin(90^\circ) = 4467.93 \text{ Kg}$

$V_{Ed} < \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$; $4000.00 < \min(7722.34, 4467.93) \Rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$

NOV 2020 – progetto preliminare STRUTTURE DI FONDAZIONE in c.a. in opera (plinti) relative alla nuova costruzione di
EDIFICIO LOGISTICO PREFABBRICATO in comune di CASTEL SAN GIOVANNI



dominio di resistenza setti muri

INTRO**D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni****Spettri di risposta** ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO**FASE 1****FASE 2****FASE 3**

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

9,4345

LATITUDINE

45,0592

☒ Ricerca per comune

REGIONE

Emilia-Romagna

PROVINCIA

Piacenza

COMUNE

Castel San Giovanni

Elaborazioni grafiche

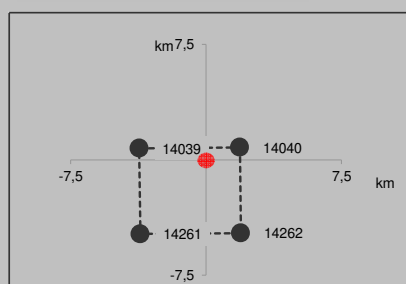
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo



Sito esterno al reticolo



Interpolazione su 3 nodi



Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

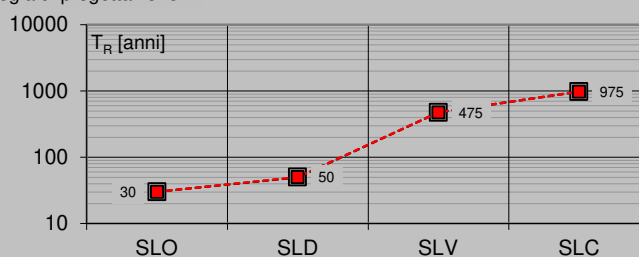
Elaborazioni

Grafici parametri azione ☐

Grafici spettri di risposta ☐

Tabella parametri azione ☐

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO


FASE 1

FASE 2


FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV**  [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C**  [info](#)

Categoria topografica **T1**  [info](#)

$S_S =$ **1,500**

$C_C =$ **1,598** [info](#)

$h/H =$ **0,000**

$S_T =$ **1,000** [info](#)

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale


☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta =$ **1,000** [info](#)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 **1,5**

Regol. in altezza **no**  [info](#)


Compon. verticale


Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

$\eta =$ **0,667** [info](#)

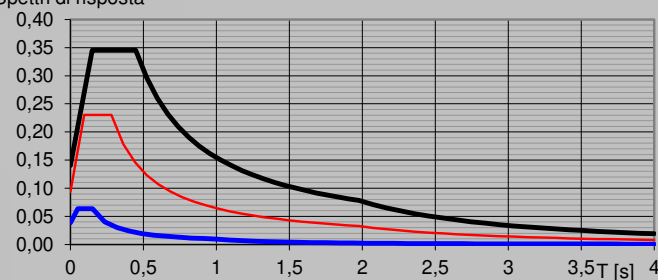
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta 

Parametri e punti spettri di risposta 

Spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

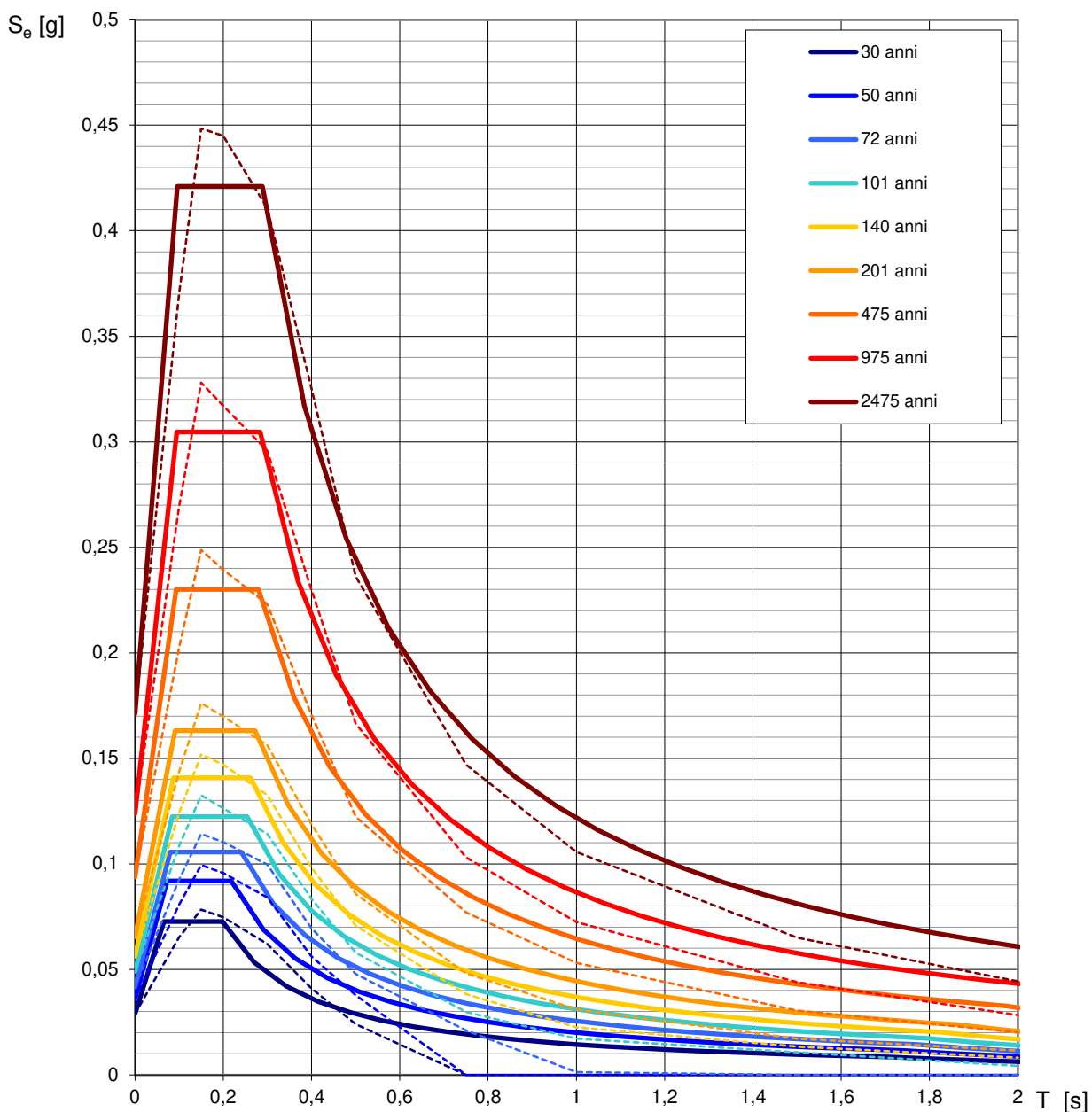
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento

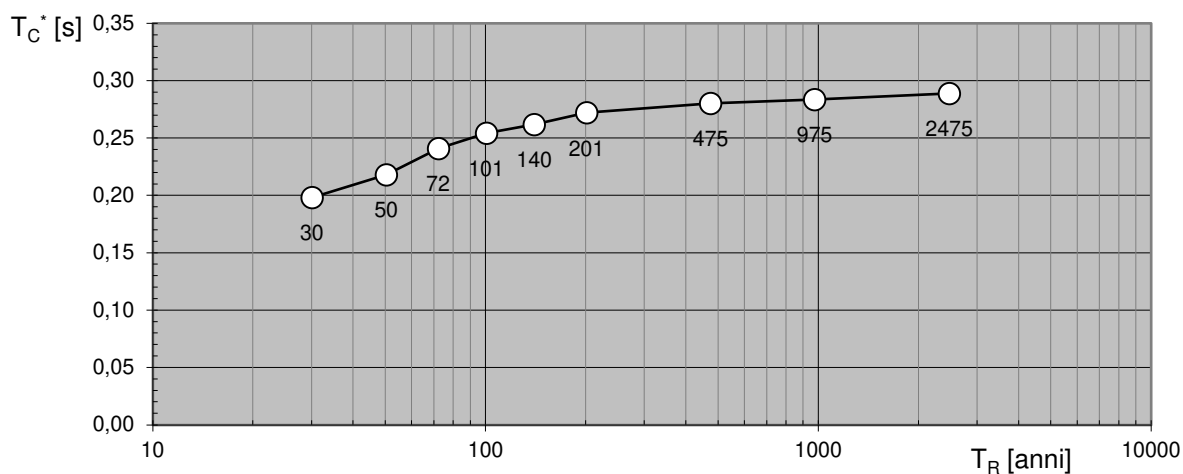
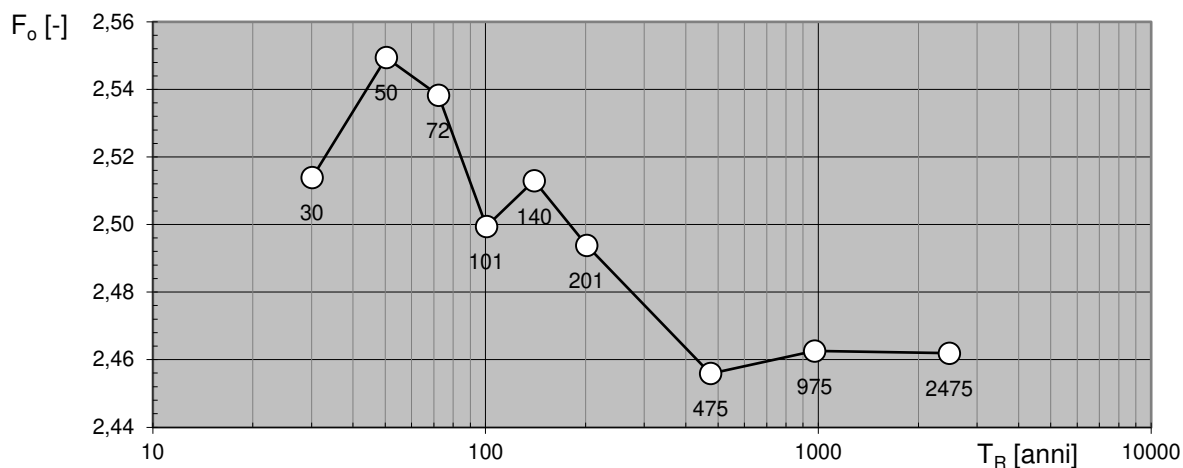
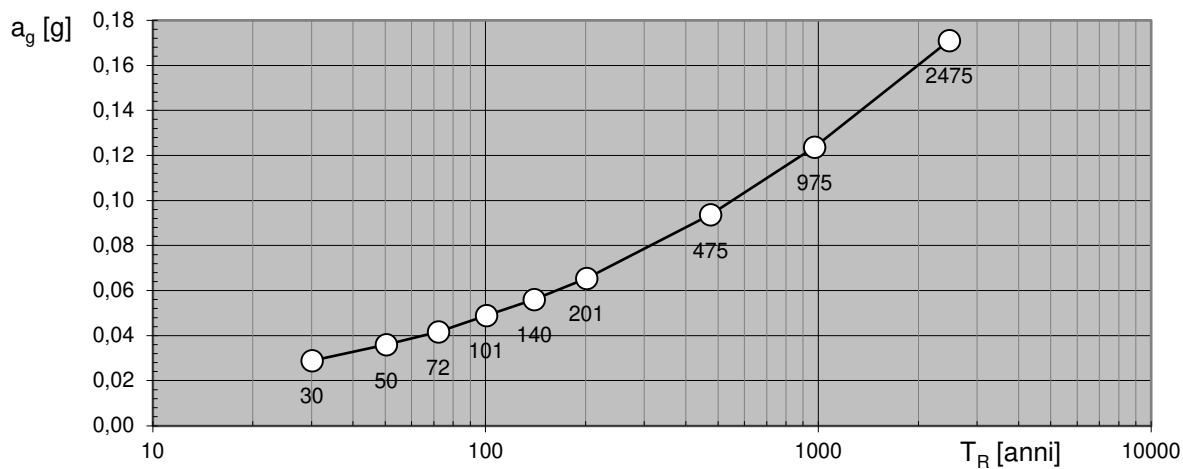


NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



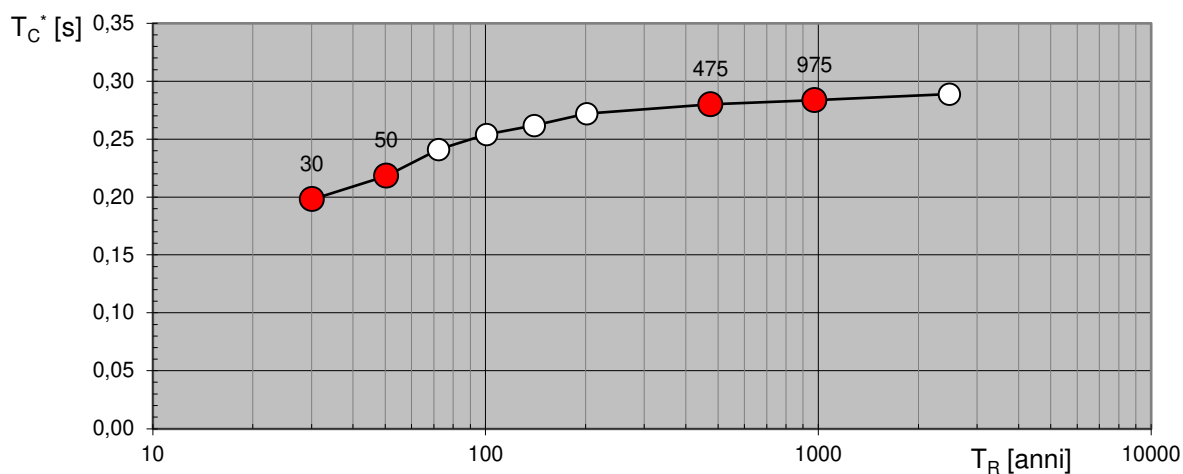
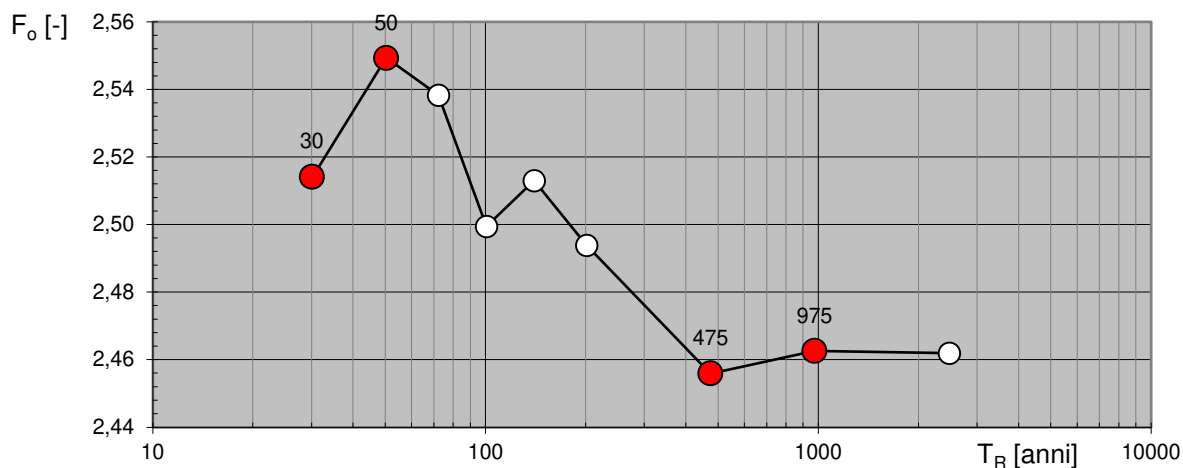
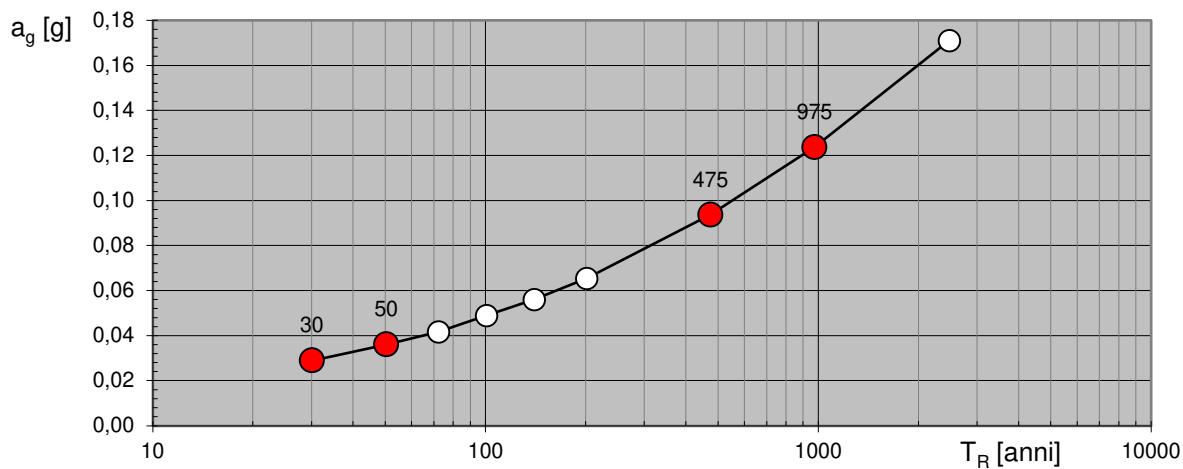
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

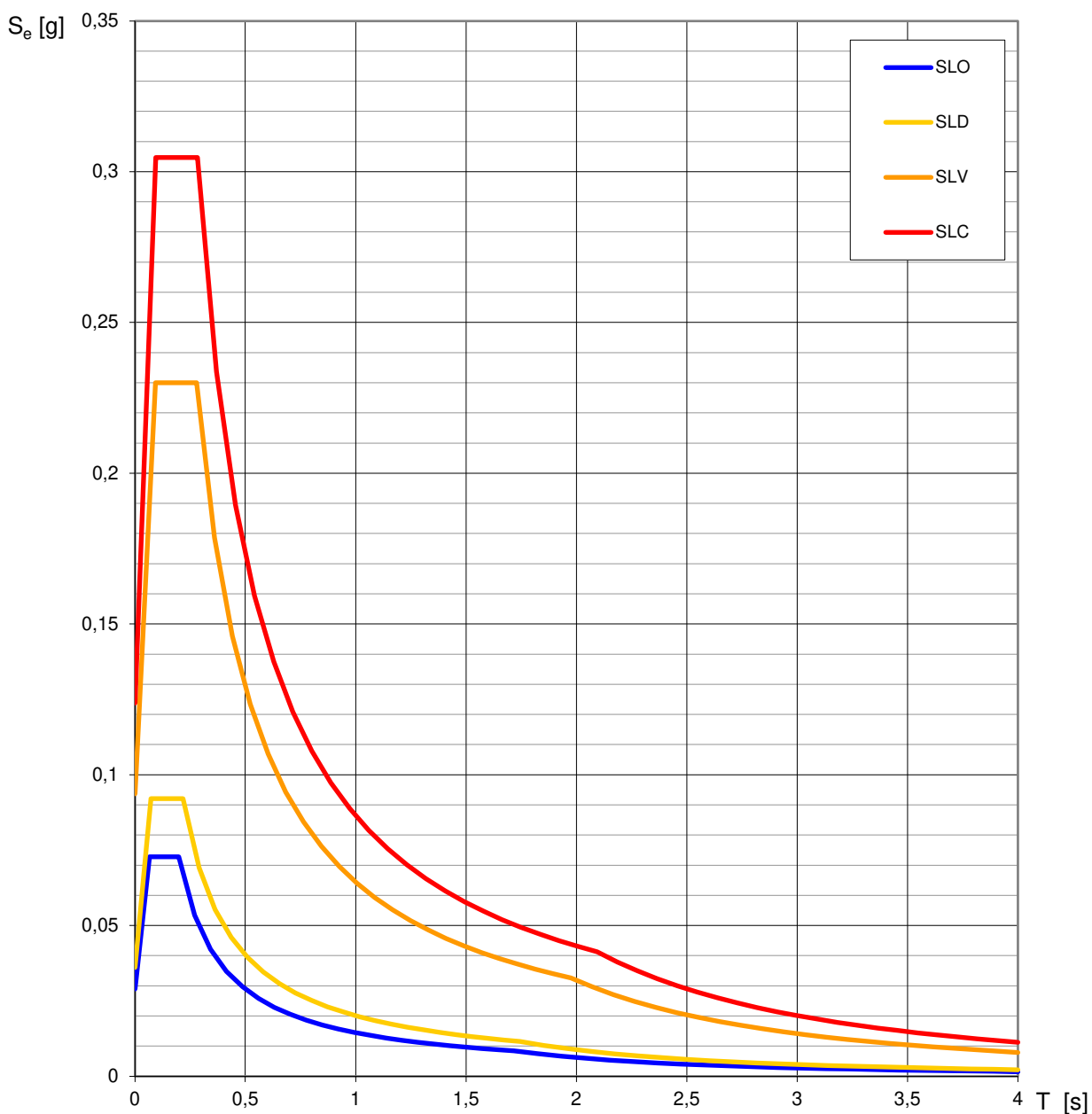
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,029	2,514	0,198
50	0,036	2,549	0,218
72	0,042	2,538	0,241
101	0,049	2,499	0,254
140	0,056	2,513	0,262
201	0,065	2,494	0,272
475	0,094	2,456	0,280
975	0,124	2,463	0,284
2475	0,171	2,462	0,289

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

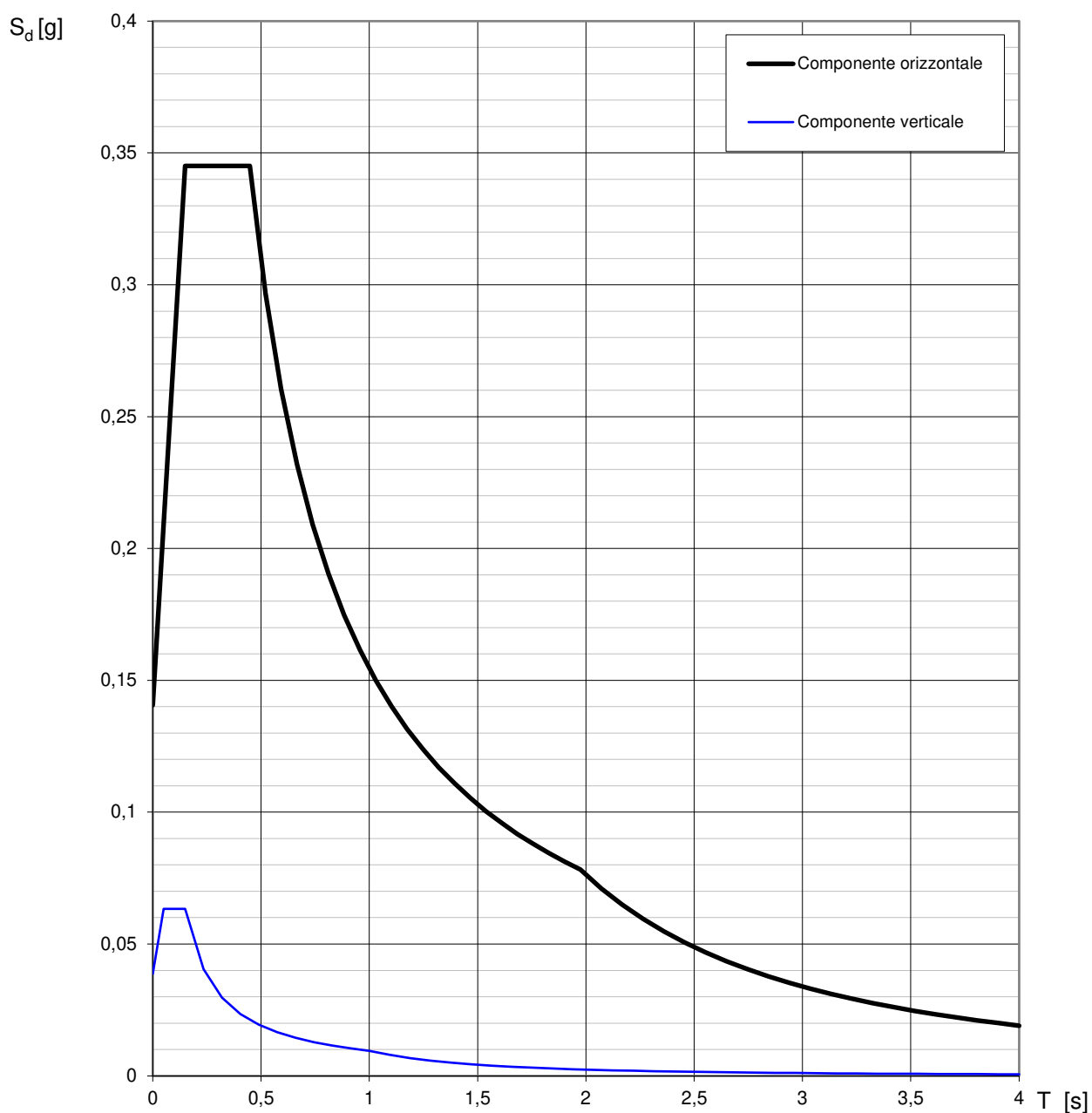
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,029	2,514	0,198
SLD	50	0,036	2,549	0,218
SLV	475	0,094	2,456	0,280
SLC	975	0,124	2,463	0,284

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,094 g
F_o	2,456
T_C	0,280 s
S_S	1,500
C_C	1,598
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,149 s
T_C	0,448 s
T_D	1,975 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,141
$T_B \leftarrow$	0,149	0,345
$T_C \leftarrow$	0,448	0,345
	0,520	0,297
	0,593	0,260
	0,666	0,232
	0,738	0,209
	0,811	0,190
	0,884	0,175
	0,957	0,161
	1,029	0,150
	1,102	0,140
	1,175	0,131
	1,248	0,124
	1,320	0,117
	1,393	0,111
	1,466	0,105
	1,538	0,100
	1,611	0,096
	1,684	0,092
	1,757	0,088
	1,829	0,084
	1,902	0,081
$T_D \leftarrow$	1,975	0,078
	2,071	0,071
	2,168	0,065
	2,264	0,060
	2,360	0,055
	2,457	0,051
	2,553	0,047
	2,650	0,043
	2,746	0,040
	2,843	0,038
	2,939	0,035
	3,036	0,033
	3,132	0,031
	3,228	0,029
	3,325	0,028
	3,421	0,026
	3,518	0,025
	3,614	0,023
	3,711	0,022
	3,807	0,021
	3,904	0,020
	4,000	0,019

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,039 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,015
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,039
$T_B \leftarrow$	0,050	0,063
$T_C \leftarrow$	0,150	0,063
	0,235	0,040
	0,320	0,030
	0,405	0,023
	0,490	0,019
	0,575	0,017
	0,660	0,014
	0,745	0,013
	0,830	0,011
	0,915	0,010
$T_D \leftarrow$	1,000	0,010
	1,094	0,008
	1,188	0,007
	1,281	0,006
	1,375	0,005
	1,469	0,004
	1,563	0,004
	1,656	0,003
	1,750	0,003
	1,844	0,003
	1,938	0,003
	2,031	0,002
	2,125	0,002
	2,219	0,002
	2,313	0,002
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Vita nominale (§ 2.4.1 NTC-08)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella **Tab. 2.4.I** delle NTC-08 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

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	≤ 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

Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-08)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<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 <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<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.

Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-08)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (\text{NTC-08 Eq. 2.4.1})$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella **Tab. 2.4.II** delle NTC-08.

Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

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

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Stati limite e relative probabilità di superamento (§ 3.2.1 NTC-08)

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

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.

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 **Tab. 3.2.I delle NTC-08**.

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%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Categorie di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC-08)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.5 delle NTC-08. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (**Tab. 3.2.II** delle NTC-08).

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti 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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Condizioni topografiche (§ 3.2.2 NTC-08)

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (**Tab. 3.2.IV** delle NTC-08):

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 $i > 30^\circ$

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Amplificazione stratigrafica (§ 3.2.3.2.1 NTC-08)

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B,C,D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di a_g , F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella **Tab. 3.2.V** delle NTC-08, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	SS	CC
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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica (§ 3.2.3.2.1 NTC-08)

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella **Tab. 3.2.VI** delle NTC-08, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

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

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove S_T assume valore unitario.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio (§§ 3.2.3.4 e 7.3.7.1 NTC-08)

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 P_{VR} considerata.

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 calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad η il valore di 2/3 (corrispondente ad un valore $\xi = 17.5\%$) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi (§ 3.2.3.5 NTC-08)

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 sovraresistenza, 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 che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

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

Fattore di struttura (§ 7.3.1 NTC-08)

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (\text{NTC-08 Eq. 7.3.1})$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

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

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Criteri generali (§ 7.2.1 NTC-08)

La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Fattore di struttura (§ 7.3.1 NTC-08)

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell