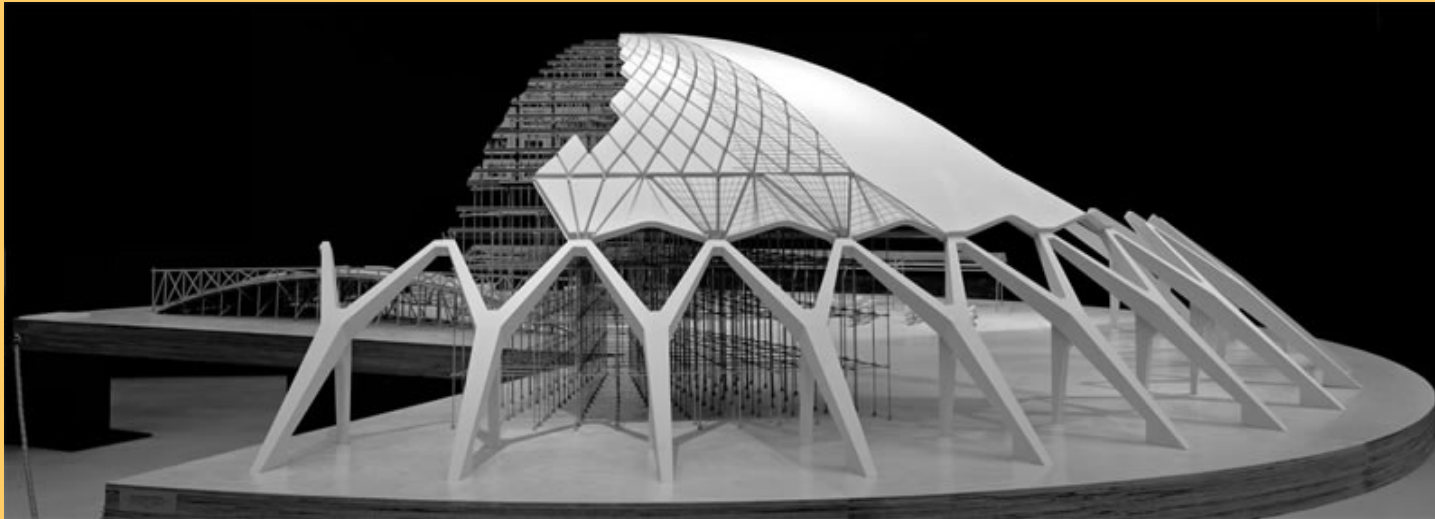


ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI UNA STRUTTURA PREFABBRICATA PLURIPIANO IN ZONA SISMICA (AI SENSI DEL D.M. 17/01/18, "N.T.C. '18")



Ing. Alessandro Di Stasi
Ph.D. in Ingegneria e Architettura

*A*Design Studio di progettazione
Ingegneria, Architettura, Antincendio

via C. Ghiretti, 2 - 43126 Parma (PR)
info@adesign.io – www.adesign.io

<< L'invenzione strutturale non può che essere il frutto di un'armoniosa fusione di personale intuizione inventiva e di impersonale, realistica, inviolabile scienza statica >>

Pier Luigi Nervi

2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

| TIPI DI COSTRUZIONI | | Valori minimi di V_N (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

2.4.2. CLASSI D'USO

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

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, 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.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

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 |

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50$$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 10.33 LATITUDINE: 44.8036

Ricerca per comune REGIONE: Emilia-Romagna PROVINCIA: Parma COMUNE: Parma

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo
● Sito esterno al reticolo
● Interpolazione su 3 nodi
● Interpolazione corretta

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

3.2. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

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

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

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_0 e T_C^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) 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 (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione 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 e 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 (SLU) comprendono:

- 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_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

| Stati Limite | P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R | |
|---------------------------|---|-----|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81% |
| | SLD | 62% |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

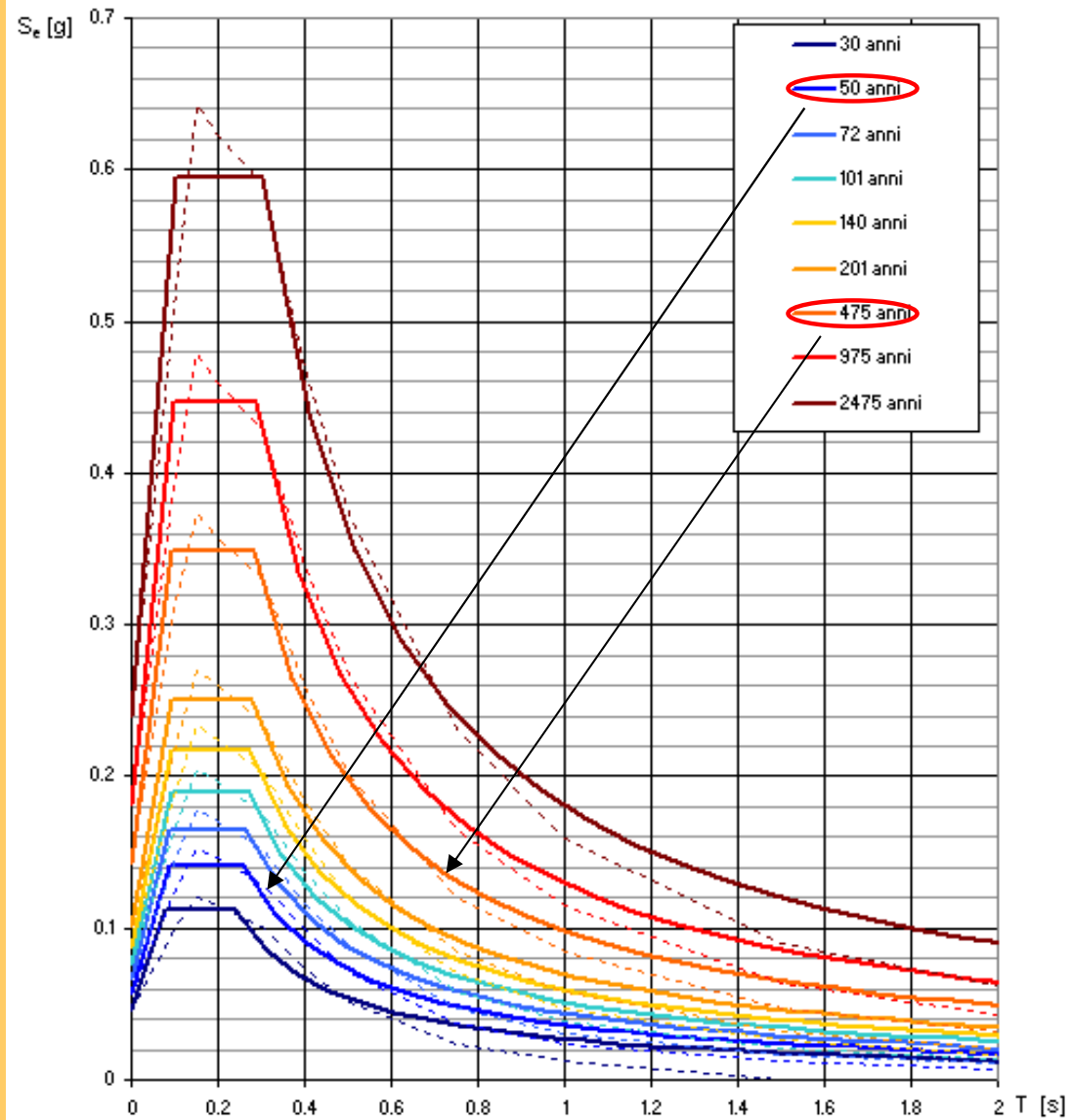
Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = - \frac{50}{\ln(1 - 0.1)} = 475$$

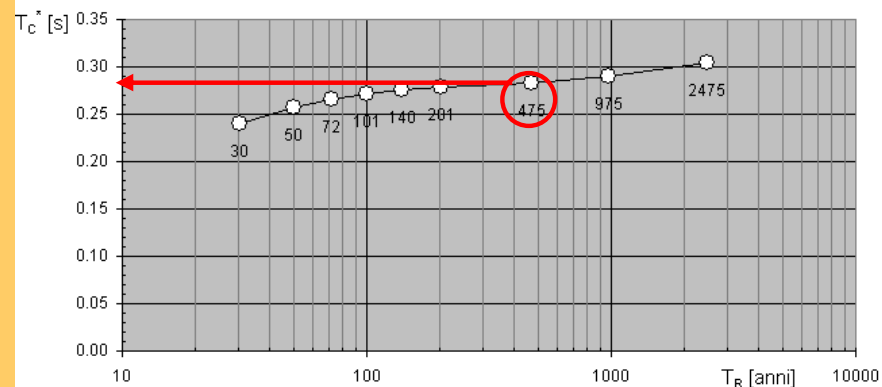
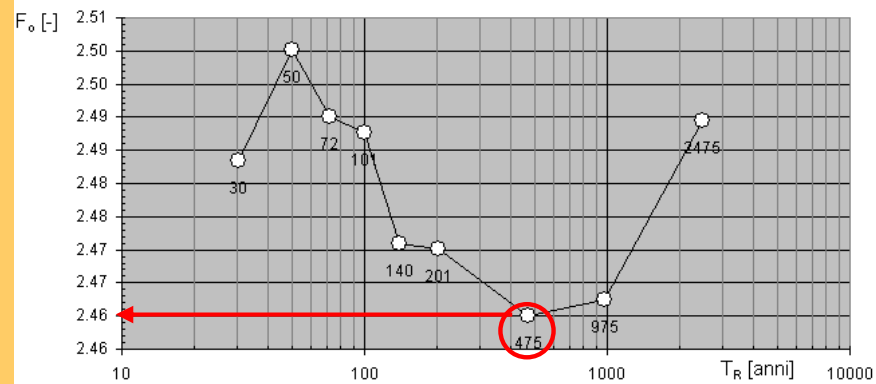
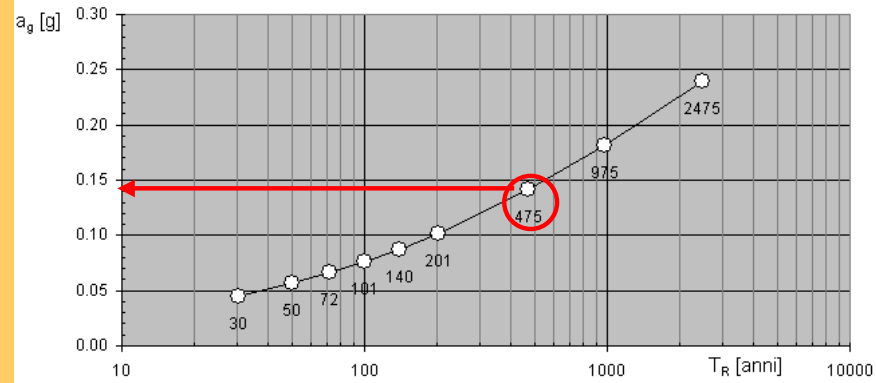
ALLEGATO (NTC '08): PARAMETRI SPETTRALI

| ID | LON | LAT | $T_R=30$ | | | $T_R=50$ | | | $T_R=72$ | | | $T_R=101$ | | | $T_R=140$ | | | $T_R=201$ | | | $T_R=475$ | | | $T_R=975$ | | | $T_R=2475$ | | |
|-------|--------|--------|----------|-------|--------|----------|-------|--------|----------|-------|--------|-----------|-------|--------|-----------|-------|--------|-----------|-------|--------|-----------|-------|--------|-----------|-------|--------|------------|-------|--------|
| | | | a_g | F_a | T_c' | a_g | F_a | T_c' | a_g | F_a | T_c' | a_g | F_a | T_c' | a_g | F_a | T_c' | a_g | F_a | T_c' | a_g | F_a | T_c' | a_g | F_a | T_c' | a_g | F_a | T_c' |
| 13111 | 6.5448 | 45.134 | 0.283 | 2.50 | 0.18 | 0.340 | 2.51 | 0.21 | 0.394 | 2.55 | 0.22 | 0.469 | 2.49 | 0.24 | 0.545 | 2.50 | 0.24 | 0.640 | 2.49 | 0.25 | 0.943 | 2.44 | 0.27 | 1.267 | 2.42 | 0.27 | 1.767 | 2.43 | 0.29 |
| 13333 | 6.5506 | 45.085 | 0.284 | 2.49 | 0.18 | 0.341 | 2.51 | 0.21 | 0.395 | 2.55 | 0.22 | 0.469 | 2.49 | 0.24 | 0.543 | 2.50 | 0.24 | 0.636 | 2.50 | 0.25 | 0.935 | 2.44 | 0.27 | 1.254 | 2.42 | 0.28 | 1.751 | 2.44 | 0.29 |
| 13555 | 6.5564 | 45.035 | 0.284 | 2.50 | 0.18 | 0.340 | 2.51 | 0.20 | 0.393 | 2.55 | 0.22 | 0.468 | 2.50 | 0.24 | 0.540 | 2.51 | 0.24 | 0.630 | 2.51 | 0.25 | 0.923 | 2.45 | 0.27 | 1.237 | 2.43 | 0.28 | 1.729 | 2.44 | 0.29 |
| 13777 | 6.5621 | 44.985 | 0.283 | 2.50 | 0.18 | 0.338 | 2.52 | 0.20 | 0.391 | 2.55 | 0.22 | 0.462 | 2.51 | 0.24 | 0.539 | 2.51 | 0.24 | 0.621 | 2.52 | 0.25 | 0.909 | 2.46 | 0.27 | 1.217 | 2.44 | 0.28 | 1.703 | 2.44 | 0.29 |
| 12890 | 6.6096 | 45.168 | 0.284 | 2.46 | 0.19 | 0.354 | 2.51 | 0.21 | 0.431 | 2.50 | 0.22 | 0.509 | 2.48 | 0.24 | 0.585 | 2.50 | 0.24 | 0.695 | 2.47 | 0.25 | 1.006 | 2.44 | 0.27 | 1.338 | 2.43 | 0.27 | 1.844 | 2.44 | 0.29 |
| 13112 | 6.6153 | 45.139 | 0.286 | 2.46 | 0.19 | 0.368 | 2.51 | 0.21 | 0.433 | 2.50 | 0.22 | 0.511 | 2.48 | 0.24 | 0.588 | 2.50 | 0.25 | 0.695 | 2.47 | 0.25 | 1.005 | 2.45 | 0.27 | 1.336 | 2.43 | 0.27 | 1.841 | 2.44 | 0.29 |
| 13334 | 6.621 | 45.089 | 0.286 | 2.46 | 0.19 | 0.367 | 2.51 | 0.21 | 0.434 | 2.50 | 0.22 | 0.511 | 2.48 | 0.24 | 0.589 | 2.51 | 0.25 | 0.694 | 2.48 | 0.25 | 1.001 | 2.45 | 0.27 | 1.332 | 2.43 | 0.27 | 1.835 | 2.44 | 0.29 |
| 13556 | 6.6268 | 45.039 | 0.286 | 2.46 | 0.19 | 0.367 | 2.51 | 0.21 | 0.433 | 2.51 | 0.22 | 0.510 | 2.49 | 0.24 | 0.584 | 2.51 | 0.25 | 0.691 | 2.48 | 0.25 | 0.996 | 2.45 | 0.27 | 1.325 | 2.44 | 0.28 | 1.828 | 2.44 | 0.29 |
| 13778 | 6.6325 | 44.989 | 0.286 | 2.46 | 0.19 | 0.366 | 2.52 | 0.21 | 0.430 | 2.51 | 0.22 | 0.507 | 2.50 | 0.24 | 0.580 | 2.51 | 0.25 | 0.686 | 2.49 | 0.25 | 0.989 | 2.45 | 0.27 | 1.316 | 2.44 | 0.28 | 1.819 | 2.44 | 0.29 |
| 14000 | 6.6383 | 44.939 | 0.286 | 2.47 | 0.19 | 0.363 | 2.52 | 0.21 | 0.426 | 2.52 | 0.22 | 0.502 | 2.50 | 0.24 | 0.576 | 2.52 | 0.24 | 0.679 | 2.49 | 0.25 | 0.981 | 2.45 | 0.27 | 1.307 | 2.44 | 0.28 | 1.807 | 2.44 | 0.29 |
| 14222 | 6.6438 | 44.889 | 0.284 | 2.47 | 0.19 | 0.360 | 2.53 | 0.21 | 0.421 | 2.53 | 0.22 | 0.497 | 2.50 | 0.24 | 0.570 | 2.52 | 0.24 | 0.671 | 2.50 | 0.25 | 0.970 | 2.45 | 0.27 | 1.294 | 2.44 | 0.28 | 1.792 | 2.44 | 0.29 |
| 14445 | 6.6493 | 45.192 | 0.306 | 2.43 | 0.20 | 0.389 | 2.50 | 0.21 | 0.467 | 2.47 | 0.23 | 0.544 | 2.49 | 0.23 | 0.625 | 2.50 | 0.25 | 0.736 | 2.47 | 0.26 | 1.049 | 2.46 | 0.27 | 1.374 | 2.46 | 0.29 | 1.875 | 2.46 | 0.29 |
| 10228 | 6.6826 | 45.794 | 0.283 | 2.42 | 0.20 | 0.364 | 2.46 | 0.22 | 0.430 | 2.46 | 0.24 | 0.505 | 2.44 | 0.25 | 0.577 | 2.48 | 0.26 | 0.679 | 2.46 | 0.26 | 0.992 | 2.43 | 0.27 | 1.335 | 2.38 | 0.28 | 1.924 | 2.30 | 0.30 |
| 13113 | 6.686 | 45.143 | 0.309 | 2.43 | 0.20 | 0.391 | 2.51 | 0.21 | 0.470 | 2.47 | 0.23 | 0.546 | 2.49 | 0.23 | 0.627 | 2.50 | 0.25 | 0.737 | 2.48 | 0.26 | 1.048 | 2.46 | 0.27 | 1.373 | 2.46 | 0.28 | 1.873 | 2.46 | 0.29 |
| 10450 | 6.6885 | 45.745 | 0.279 | 2.44 | 0.20 | 0.356 | 2.48 | 0.22 | 0.415 | 2.50 | 0.23 | 0.485 | 2.47 | 0.25 | 0.553 | 2.49 | 0.26 | 0.639 | 2.50 | 0.27 | 0.913 | 2.49 | 0.28 | 1.242 | 2.37 | 0.29 | 1.742 | 2.33 | 0.30 |
| 13335 | 6.6915 | 45.093 | 0.310 | 2.43 | 0.20 | 0.392 | 2.51 | 0.21 | 0.470 | 2.48 | 0.23 | 0.546 | 2.50 | 0.23 | 0.626 | 2.51 | 0.25 | 0.736 | 2.48 | 0.26 | 1.046 | 2.46 | 0.27 | 1.370 | 2.46 | 0.28 | 1.870 | 2.46 | 0.29 |
| 10672 | 6.6942 | 45.695 | 0.275 | 2.45 | 0.20 | 0.351 | 2.49 | 0.21 | 0.408 | 2.52 | 0.23 | 0.475 | 2.49 | 0.25 | 0.541 | 2.52 | 0.25 | 0.619 | 2.53 | 0.26 | 0.862 | 2.54 | 0.28 | 1.125 | 2.54 | 0.29 | 1.543 | 2.55 | 0.30 |
| 13557 | 6.6973 | 45.043 | 0.311 | 2.44 | 0.20 | 0.392 | 2.52 | 0.21 | 0.469 | 2.48 | 0.23 | 0.545 | 2.50 | 0.23 | 0.624 | 2.51 | 0.25 | 0.733 | 2.48 | 0.26 | 1.042 | 2.46 | 0.27 | 1.366 | 2.46 | 0.28 | 1.866 | 2.46 | 0.29 |
| 13779 | 6.7029 | 44.993 | 0.310 | 2.44 | 0.20 | 0.391 | 2.52 | 0.21 | 0.467 | 2.48 | 0.23 | 0.543 | 2.50 | 0.23 | 0.621 | 2.51 | 0.25 | 0.730 | 2.49 | 0.26 | 1.038 | 2.46 | 0.27 | 1.363 | 2.45 | 0.28 | 1.863 | 2.46 | 0.29 |
| 14001 | 6.7086 | 44.943 | 0.309 | 2.44 | 0.20 | 0.389 | 2.52 | 0.21 | 0.464 | 2.49 | 0.23 | 0.540 | 2.50 | 0.24 | 0.616 | 2.52 | 0.25 | 0.726 | 2.49 | 0.26 | 1.033 | 2.46 | 0.27 | 1.358 | 2.45 | 0.28 | 1.860 | 2.46 | 0.29 |
| 14223 | 6.7142 | 44.893 | 0.307 | 2.45 | 0.20 | 0.386 | 2.53 | 0.21 | 0.460 | 2.49 | 0.23 | 0.536 | 2.51 | 0.23 | 0.611 | 2.52 | 0.25 | 0.721 | 2.49 | 0.26 | 1.027 | 2.46 | 0.27 | 1.353 | 2.45 | 0.28 | 1.854 | 2.45 | 0.29 |
| 14446 | 6.7198 | 44.843 | 0.305 | 2.45 | 0.20 | 0.383 | 2.53 | 0.21 | 0.456 | 2.50 | 0.22 | 0.531 | 2.51 | 0.24 | 0.605 | 2.52 | 0.25 | 0.715 | 2.49 | 0.26 | 1.021 | 2.46 | 0.27 | 1.347 | 2.45 | 0.28 | 1.848 | 2.45 | 0.29 |
| 9765 | 6.7426 | 45.898 | 0.315 | 2.37 | 0.20 | 0.408 | 2.41 | 0.22 | 0.500 | 2.37 | 0.24 | 0.585 | 2.44 | 0.25 | 0.690 | 2.40 | 0.26 | 0.814 | 2.40 | 0.26 | 1.190 | 2.37 | 0.27 | 1.587 | 2.34 | 0.28 | 2.261 | 2.28 | 0.30 |
| 12670 | 6.7452 | 45.246 | 0.323 | 2.44 | 0.20 | 0.412 | 2.49 | 0.22 | 0.496 | 2.46 | 0.23 | 0.573 | 2.49 | 0.24 | 0.664 | 2.48 | 0.25 | 0.773 | 2.48 | 0.26 | 1.092 | 2.46 | 0.27 | 1.414 | 2.47 | 0.28 | 1.910 | 2.48 | 0.29 |
| 10007 | 6.7482 | 45.848 | 0.306 | 2.39 | 0.20 | 0.394 | 2.45 | 0.22 | 0.479 | 2.39 | 0.24 | 0.561 | 2.44 | 0.25 | 0.655 | 2.46 | 0.26 | 0.774 | 2.44 | 0.26 | 1.141 | 2.39 | 0.27 | 1.530 | 2.35 | 0.28 | 2.211 | 2.27 | 0.30 |
| 12892 | 6.7508 | 45.196 | 0.328 | 2.44 | 0.20 | 0.419 | 2.48 | 0.21 | 0.503 | 2.46 | 0.23 | 0.580 | 2.49 | 0.24 | 0.672 | 2.48 | 0.25 | 0.781 | 2.48 | 0.26 | 1.102 | 2.47 | 0.27 | 1.423 | 2.48 | 0.28 | 1.918 | 2.48 | 0.29 |
| 13114 | 6.7533 | 45.144 | 0.326 | 2.46 | 0.19 | 0.369 | 2.51 | 0.21 | 0.481 | 2.46 | 0.23 | 0.562 | 2.49 | 0.24 | 0.654 | 2.48 | 0.25 | 0.764 | 2.47 | 0.26 | 1.081 | 2.46 | 0.27 | 1.361 | 2.46 | 0.28 | 1.861 | 2.46 | 0.29 |
| 10229 | 6.754 | 45.798 | 0.296 | 2.41 | 0.20 | 0.383 | 2.47 | 0.22 | 0.459 | 2.43 | 0.24 | 0.537 | 2.44 | 0.25 | 0.617 | 2.49 | 0.26 | 0.744 | 2.44 | 0.26 | 1.078 | 2.41 | 0.27 | 1.454 | 2.35 | 0.28 | 2.104 | 2.27 | 0.30 |
| 13114 | 6.7564 | 45.147 | 0.331 | 2.44 | 0.20 | 0.423 | 2.48 | 0.21 | 0.505 | 2.47 | 0.23 | 0.583 | 2.49 | 0.24 | 0.675 | 2.48 | 0.25 | 0.783 | 2.48 | 0.26 | 1.101 | 2.47 | 0.27 | 1.422 | 2.48 | 0.28 | 1.915 | 2.49 | 0.29 |
| 15999 | 6.7586 | 44.495 | 0.281 | 2.45 | 0.19 | 0.360 | 2.51 | 0.21 | 0.423 | 2.52 | 0.22 | 0.501 | 2.49 | 0.24 | 0.577 | 2.50 | 0.25 | 0.684 | 2.47 | 0.26 | 0.998 | 2.43 | 0.28 | 1.346 | 2.40 | 0.29 | 1.861 | 2.43 | 0.30 |
| 10451 | 6.7596 | 45.749 | 0.293 | 2.43 | 0.20 | 0.374 | 2.48 | 0.22 | 0.443 | 2.47 | 0.24 | 0.518 | 2.47 | 0.25 | 0.590 | 2.49 | 0.26 | 0.694 | 2.49 | 0.27 | 1.030 | 2.41 | 0.27 | 1.384 | 2.35 | 0.28 | 1.967 | 2.29 | 0.30 |
| 13336 | 6.7621 | 45.097 | 0.324 | 2.44 | 0.20 | 0.424 | 2.48 | 0.21 | 0.508 | 2.47 | 0.23 | 0.582 | 2.50 | 0.24 | 0.673 | 2.49 | 0.25 | 0.780 | 2.49 | 0.26 | 1.098 | 2.48 | 0.27 | 1.415 | 2.48 | 0.28 | 1.909 | 2.48 | 0.29 |
| 13558 | 6.7643 | 44.845 | 0.271 | 2.48 | 0.18 | 0.351 | 2.49 | 0.21 | 0.411 | 2.52 | 0.22 | 0.486 | 2.47 | 0.25 | 0.562 | 2.49 | 0.24 | 0.660 | 2.48 | 0.26 | 0.955 | 2.44 | 0.28 | 1.276 | 2.43 | 0.29 | 1.801 | 2.46 | 0.31 |
| 10673 | 6.7653 | 45.699 | 0.290 | 2.43 | 0.20 | 0.389 | 2.50 | 0.22 | 0.434 | 2.49 | 0.24 | 0.508 | 2.49 | 0.24 | 0.576 | 2.51 | 0.26 | 0.672 | 2.50 | 0.27 | 0.953 | 2.52 | 0.27 | 1.258 | 2.51 | 0.28 | 1.739 | 2.52 | 0.29 |
| 13558 | 6.7677 | 45.047 | 0.333 | 2.45 | 0.20 | 0.423 | 2.49 | 0.21 | 0.504 | 2.48 | 0.23 | 0.580 | 2.50 | 0.24 | 0.669 | 2.50 | 0.25 | 0.776 | 2.50 | 0.26 | 1.089 | 2.48 | 0.27 | 1.408 | 2.48 | 0.28 | 1.902 | 2.48 | 0.29 |
| 16443 | 6.7696 | 44.395 | 0.261 | 2.50 | 0.18 | 0.339 | 2.51 | 0.20 | 0.393 | 2.55 | 0.22 | 0.464 | 2.51 | 0.24 | 0.536 | 2.52 | 0.24 | 0.620 | 2.53 | 0.26 | 0.895 | 2.50 | 0.28 | 1.195 | 2.50 | 0.29 | 1.711 | 2.49 | 0.31 |
| 10895 | 6.771 | 45.649 | 0.289 | 2.44 | 0.20 | 0.366 | 2.51 | 0.22 | 0.430 | 2.51 | 0.24 | 0.502 | 2.50 | 0.24 | 0.574 | 2.52 | 0.25 | 0.675 | 2.49 | 0.26 | 0.967 | 2.47 | 0.28 | 1.279 | 2.47 | 0.28 | 1.764 | 2.49 | 0.29 |
| 13780 | 6.7732 | 44.997 | 0.332 | 2.45 | 0.20 | 0.422 | 2.49 | 0.21 | 0.502 | 2.48 | 0.23 | 0.577 | 2.51 | 0.24 | 0.665 | 2.50 | 0.25 | 0.771 | 2.50 | 0.26 | 1.083 | 2.48 | 0.27 | 1.401 | 2.48 | 0.28 | 1.895 | 2.48 | 0.29 |
| 16665 | 6.7755 | 44.345 | 0.250 | 2.53 | 0.18 | 0.325 | 2.53 | 0.20 | 0.379 | 2.57 | 0.22 | 0.441 | 2.55 | 0.24 | 0.510 | 2.55 | 0.24 | 0.597 | 2.58 | 0.26 | 0.839 | 2.56 | 0.28 | 1.125 | 2.53 | 0.30 | 1.621 | 2.53 | 0.31 |
| 14002 | 6.7769 | 44.947 | 0.331 | 2.46 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

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



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



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 | 0.045 | 2.483 | 0.241 |
| 50 | 0.057 | 2.500 | 0.257 |
| 72 | 0.066 | 2.490 | 0.266 |
| 101 | 0.076 | 2.488 | 0.271 |
| 140 | 0.088 | 2.471 | 0.275 |
| 201 | 0.101 | 2.470 | 0.278 |
| 475 | 0.142 | 2.460 | 0.283 |
| 975 | 0.181 | 2.462 | 0.290 |
| 2475 | 0.239 | 2.490 | 0.304 |

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i> |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i> |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i> |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i> |
| E | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i> |

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie **S1** ed **S2** di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

| Categoria | Descrizione |
|------------------|---|
| S1 | Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche. |
| S2 | Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti. |

Condizioni topografiche

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.III):

Tab. 3.2.III – *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 $i > 30^\circ$ |

3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad [3.2.2]$$

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

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

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

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

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

$$S = S_S \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

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

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad [3.2.5]$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

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

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad [3.2.7]$$

Amplificazione stratigrafica

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 F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

| Categoria sottosuolo | S_S | C_C |
|----------------------|---|------------------------------|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$ |
| 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

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.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – 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 di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30° | 1,4 |

$$T_C^*(SLV - 475 \text{ anni}) = 0.283$$

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.593$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.593 \cdot 0.283 = 0.450 \text{ s}$$

$$T_B = T_C / 3 = 0.150 \text{ s}$$

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.60 = 4.0 \cdot \frac{0.142 \text{ g}}{g} + 1.60 = 2.167 \text{ s}$$

$$S_S = 1.7 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1.7 - 0.60 \cdot 2.460 \cdot \frac{0.142 \text{ g}}{g} = 1.491 (< 1.80)$$

$$S_T = 1.0$$

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_n | 0.140 g |
| F_n | 2.463 |
| T_C^* | 0.283 s |
| S_S | 1.493 |
| C_C | 1.592 |
| S_T | 1.000 |
| q | 2.500 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1.493 |
| η | 0.400 |
| T_B | 0.150 s |
| T_C | 0.451 s |
| T_D | 2.160 s |

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|---------|-------|--------|
| | 0.000 | 0.209 |
| T_B ← | 0.150 | 0.206 |
| T_C ← | 0.451 | 0.206 |
| | 0.532 | 0.175 |
| | 0.614 | 0.151 |
| | 0.695 | 0.134 |
| | 0.777 | 0.120 |
| | 0.858 | 0.108 |
| | 0.939 | 0.099 |
| | 1.021 | 0.091 |
| | 1.102 | 0.084 |
| | 1.183 | 0.079 |
| | 1.265 | 0.073 |
| | 1.346 | 0.069 |
| | 1.428 | 0.065 |
| | 1.509 | 0.062 |
| | 1.590 | 0.058 |
| | 1.672 | 0.056 |
| | 1.753 | 0.053 |
| | 1.835 | 0.051 |
| | 1.916 | 0.048 |
| | 1.997 | 0.047 |
| | 2.079 | 0.045 |
| T_D ← | 2.160 | 0.043 |
| | 2.248 | 0.040 |
| | 2.335 | 0.037 |
| | 2.423 | 0.034 |
| | 2.511 | 0.032 |

HP (da analisi dinamica): $T = 2.36$ s > $T_D = 2.138$ s

$$T_D \leq T$$

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

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

$$S = S_s \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

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

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

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

$$S = S_s \cdot S_T = 1.491 \cdot 1.0 = 1.491$$

$$\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1.0$$

$$S_e(T = 2.36) = 0.142g \cdot 1.491 \cdot 1.0 \cdot 2.460 \cdot \left(\frac{0.450 \cdot 2.167}{2.36^2} \right) = 0.091g$$

3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)

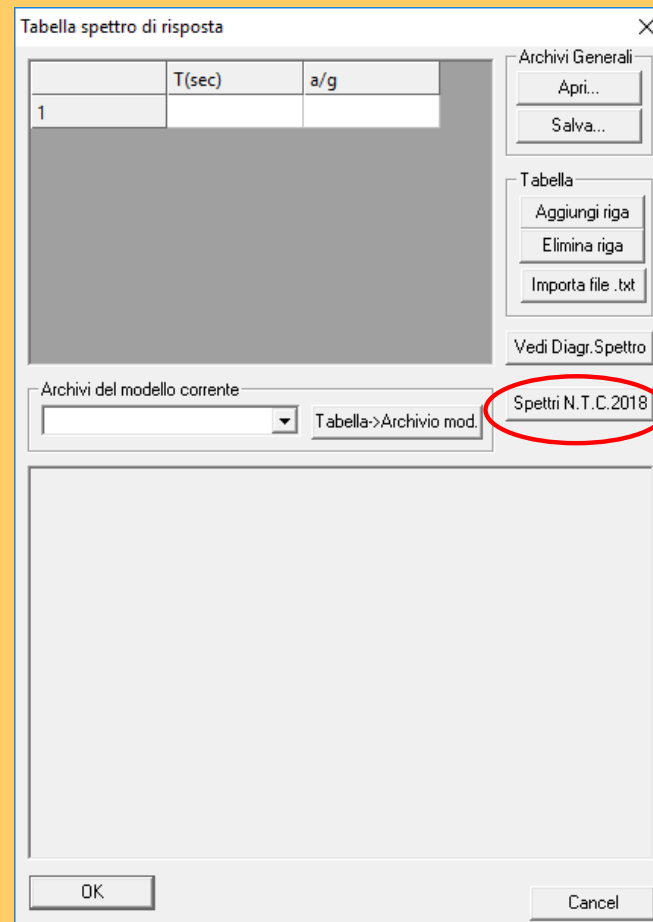
Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarigidità, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali) η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.I).

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

$$S_d(T = 2.36) = \frac{S_e(T = 2.36)}{q} = \frac{0.091g}{2.5} = 0.0364 g > 0.2 \cdot 0.142g = 0.0284g$$

$$\Rightarrow S_d(T = 2.36) = 0.0364 g$$

CIVILSOFT



S.L.V.: $T_R = 475$ anni

Generazione Spettri con N.T.C. 17/01/2018

Categoria suolo: A B C D E

Categoria Topografica: T1 T2 T3 T4

Parametri per SLU: ag= 0.142 g, F0= 2.468, T*c= 0.283 sec.

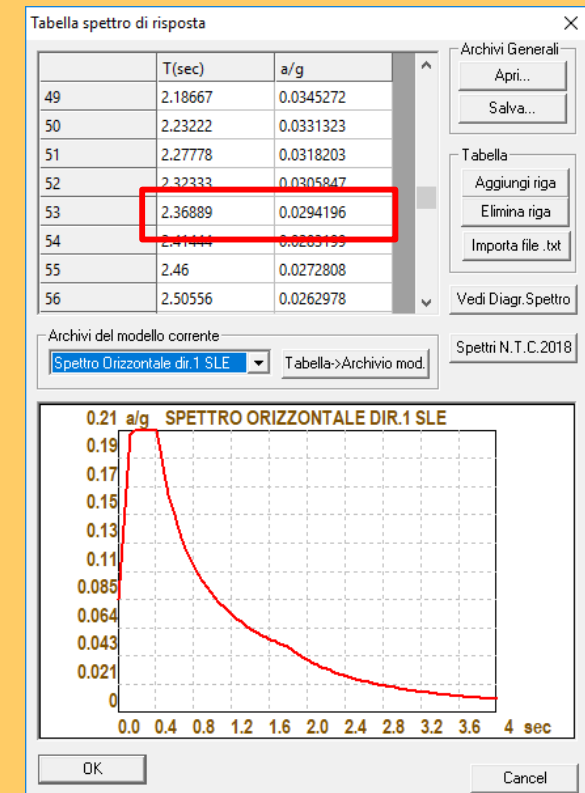
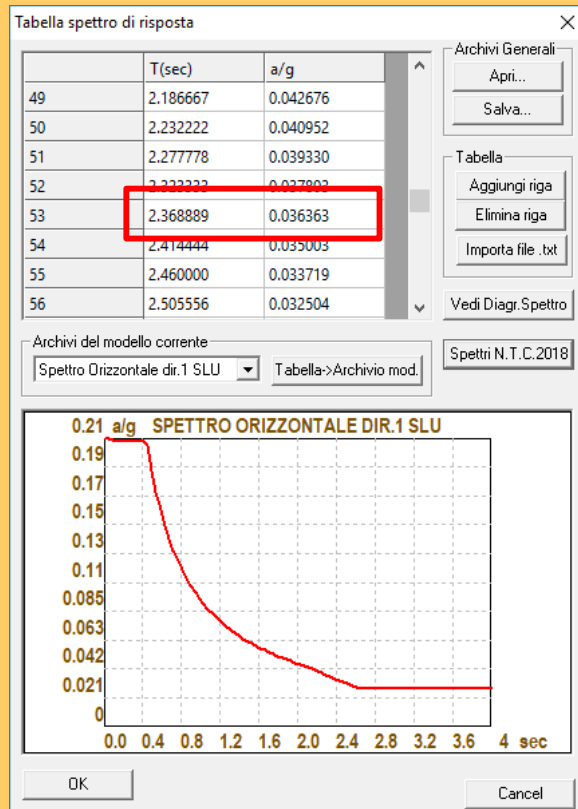
Parametri per SLE: ag= 0.057 g, F0= 2.5, T*c= 0.257 sec.

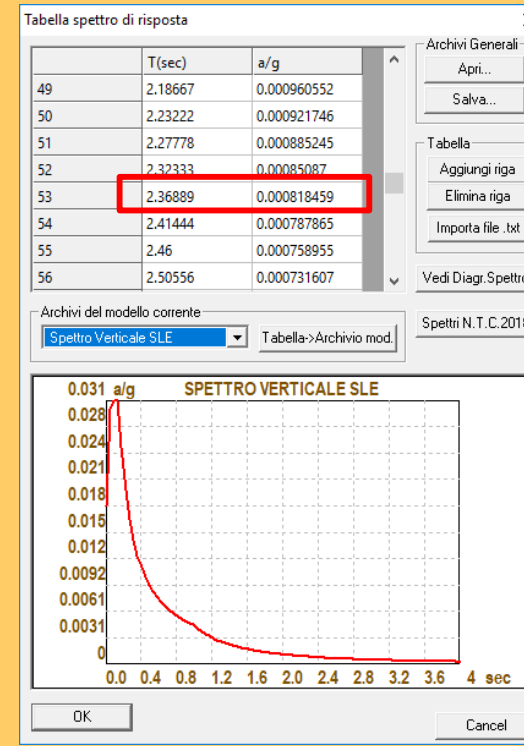
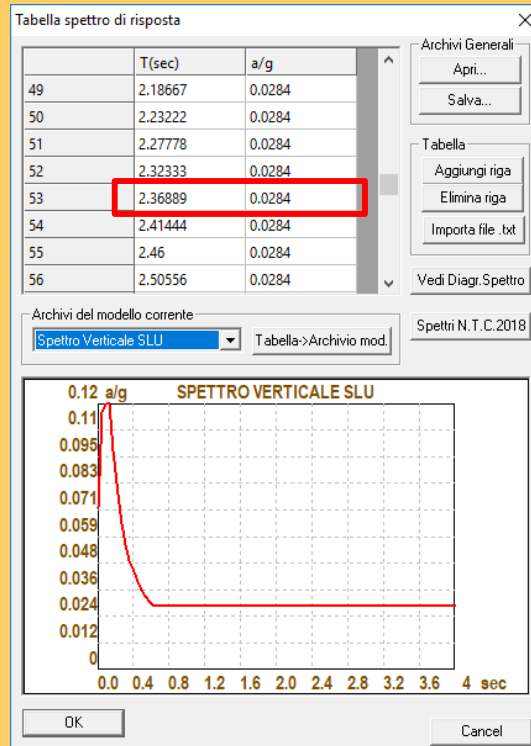
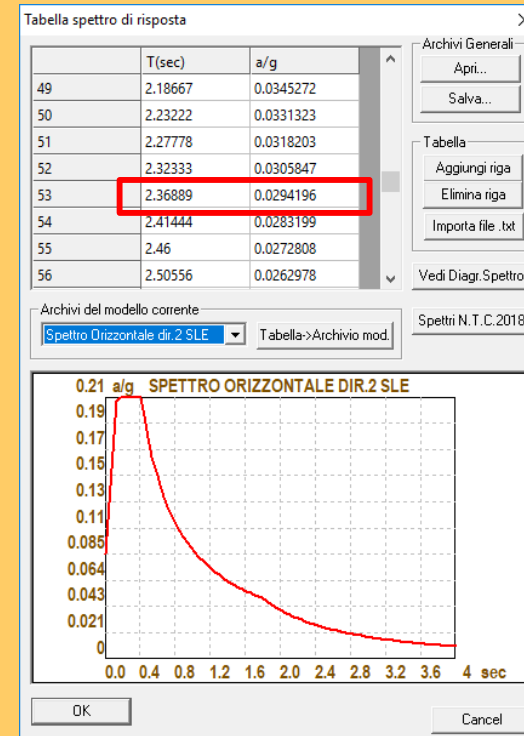
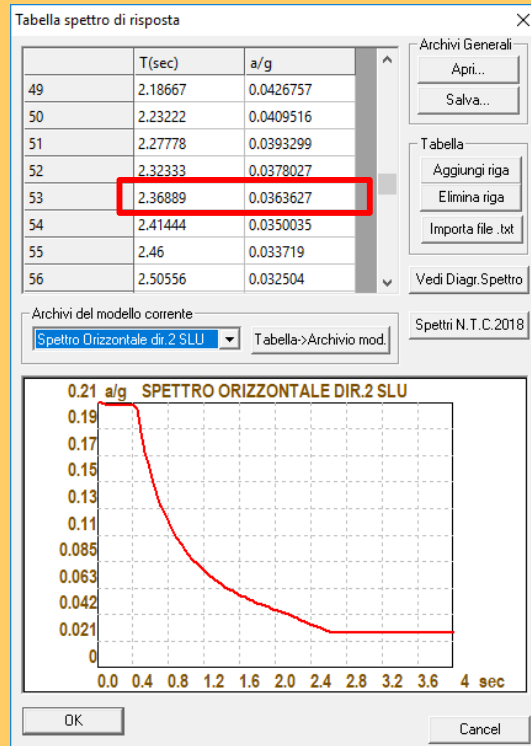
Fattore di comportamento "q": q orizz. 1: 2.5, q orizz. 2: 2.5, q vert.: 1.5

"q" per SLU: 2.5, "q" per SLE: 1

Coef. smorzamento visc. eq. 5%

S.L.D.: $T_R = 50$ anni





2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- 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:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

| Categoria/Azione variabile | ψ_{0j} | ψ_{1j} | ψ_{2j} |
|---|----------------------------|-------------|-------------|
| Categoria A - Ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria B - Uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria D - Ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Categoria I – Coperture praticabili | da valutarsi caso per caso | | |
| Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...) | da valutarsi caso per caso | | |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Variazioni termiche | 0,6 | 0,5 | 0,0 |

2.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- lo stato limite di resistenza del terreno;

EQU

STR

GEO

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

| | | Coefficiente | EQU | A1 | A2 |
|--|-------------|---------------|-----|-----|-----|
| | | γ_f | | | |
| Carichi permanenti G_1 | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$ | Favorevoli | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevoli | γ_Q | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

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

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p = 1,0$.

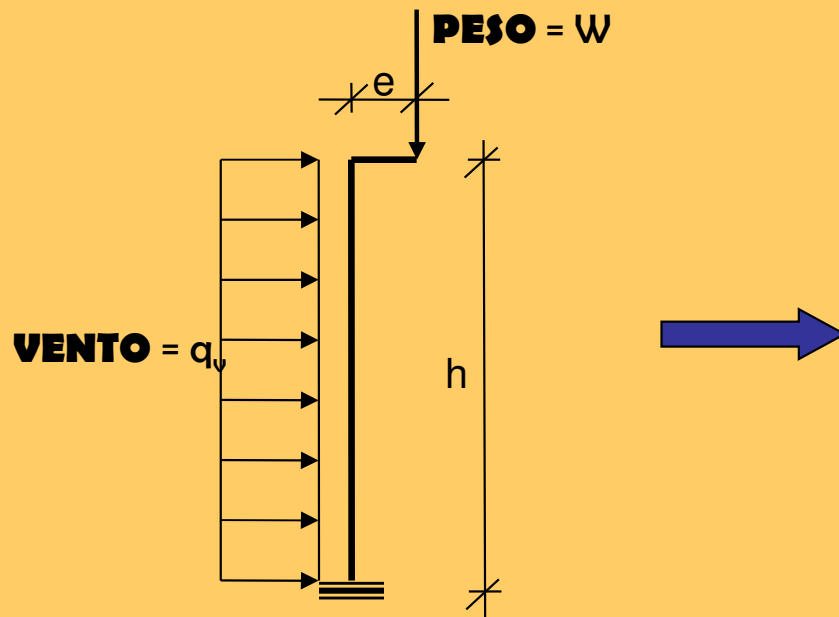
Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

CALCOLO STATICO DI UNA STRUTTURA – PRESENZA DI VENTO

COME SI CALCOLA IL PESO “W”?

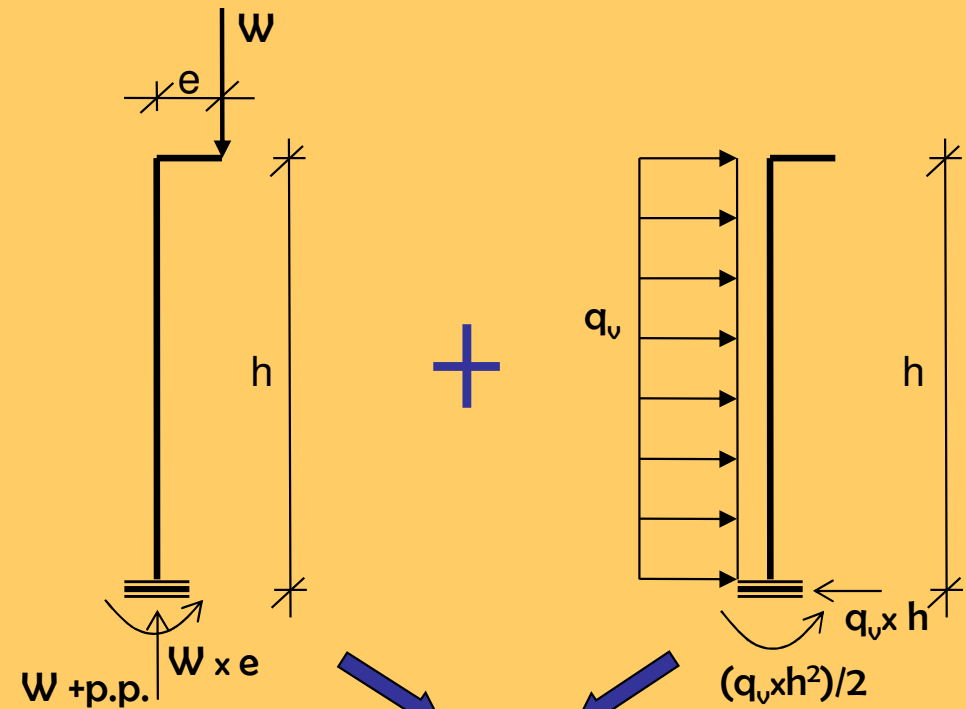
T.A.: $W = 100\%$ (P.P. + PERM.) + 100% VAR.

S.L.V.: $W = 130\%$ P.P. + 150% PERM. + 150% VAR.

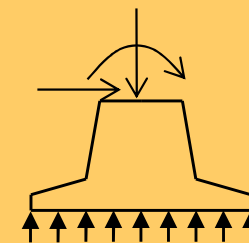


COME SI CALCOLANO LE AZIONI ALLA BASE?

(SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI)



$$\begin{aligned} N &= W + p.p. \\ M &= W \times e + (q_v \times h^2)/2 \\ V &= q_v \times h \end{aligned}$$



CALCOLO SISMICO DI UNA STRUTTURA – ASSENZA DI VENTO

D.M. 16/01/96: << Le sollecitazioni “ α ” provocate dal sisma si devono combinare con quelle “ α_p ” provocate dalle azioni esterne secondo la relazione: $\alpha_p \pm \alpha$ >>

Pesi T.A.: $W = 100\%$ (P.P. + PERM.) + $\xi \times VAR.$.

| | |
|---|--------------|
| Locali d’abitazione, uffici non aperti al pubblico, alberghi, coperture, balconi | $\xi = 0.33$ |
| Locali suscettibili di affollamento (uffici aperti al pubblico, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali ...) | $\xi = 0.50$ |
| Locali suscettibili di grande affollamento (sale per convegni, chiese, tribune, negozi, archivi, magazzini, parcheggi, scale ...) | $\xi = 1.00$ |

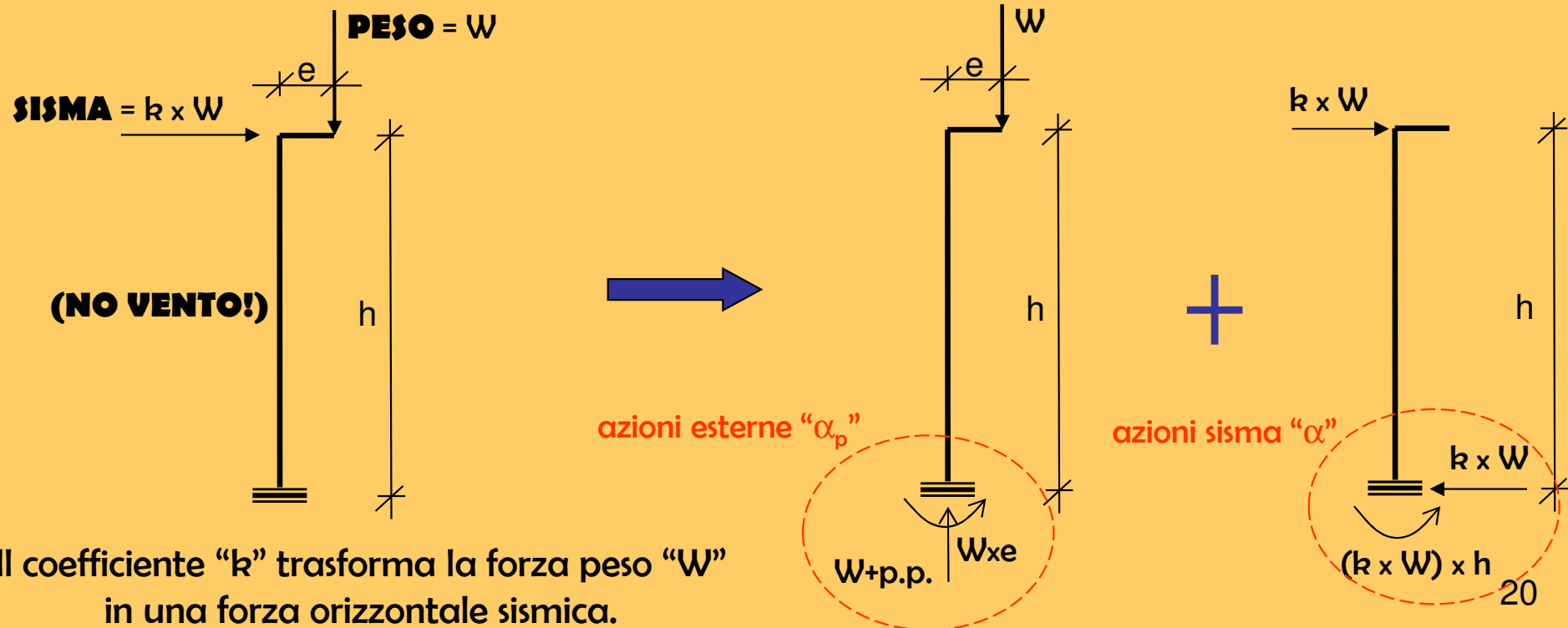
D.M. 17/01/18 (par. 2.5.3.)

$$E + G_1 + G_2 + P + \Sigma(\psi_{2i} Q_{ki})$$

$$\text{Valutazione masse: } G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2j} Q_{kj})$$

Pesi S.L.U.: $W = 100\%$ (P.P. + PERM.) + $\psi_2 \times VAR.$

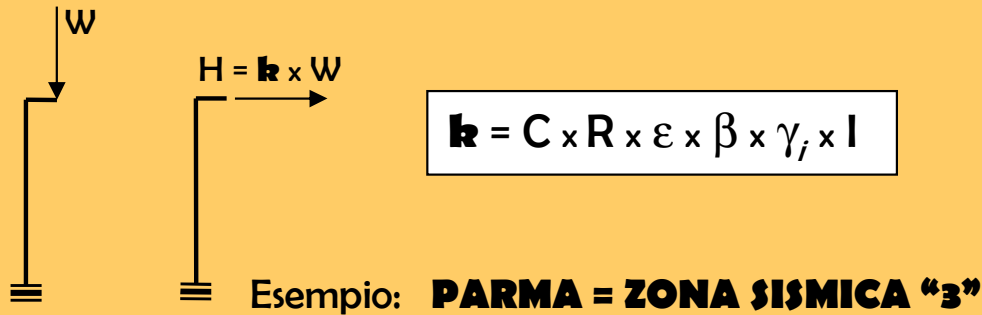
| | |
|---------------------------------------|-----------------|
| Abitazioni, uffici | $\psi_2 = 0.30$ |
| Ambienti suscettibili di affollamento | $\psi_2 = 0.60$ |
| Tetti e coperture con neve | $\psi_2 = 0.00$ |
| Magazzini, archivi, scale | $\psi_2 = 0.80$ |
| Vento, variazione termica | $\psi_2 = 0.00$ |



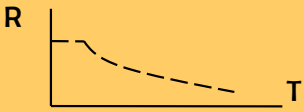
Il coefficiente “ k ” trasforma la forza peso “ W ” in una forza orizzontale sismica.

COME SI RICAVA IL COEFFICIENTE "k"?

ANALISI STATICA EQUIVALENTE (D.M. 16/01/96)



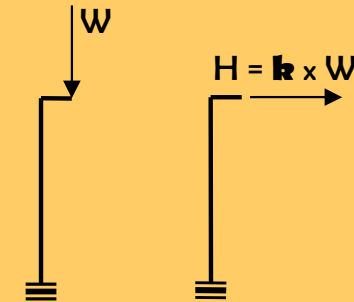
Grado di sismicità $\xi = 6$

| | | |
|-------------------------|---|-------------------------------------|
| Coeff. di intensità | $C = (\xi - 2) / 100 = (6 - 2) / 100 = 0.04$ | |
| Coeff. di risposta |  | R = 1 |
| Coeff. di fondazione | $\varepsilon = 1,0 - 1,3$ | $\varepsilon = 1$ |
| Coeff. di struttura | $\beta = 1,0 - 1,2$ | $\beta = 1$ |
| Coeff. di distribuzione | $\gamma_i = \frac{h_i \sum_j^N W_j}{\sum_j^N W_j h_j}$ | $\gamma_i = 1$ |
| Coeff. di protezione | $I = 1,0 - 1,4$ | I = 1 |

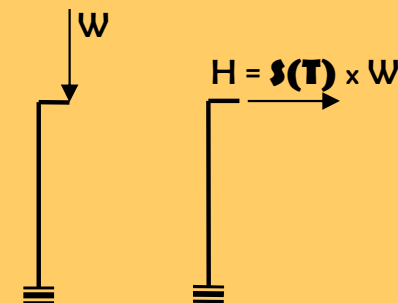
$k = C = 0.04$

Cioè la forza sismica "**H**" è il **4%** del peso "**W**"

ANALISI DINAMICA CON SPETTRO DI RISPOSTA (D.M. 17/01/18 - N.T.C.)

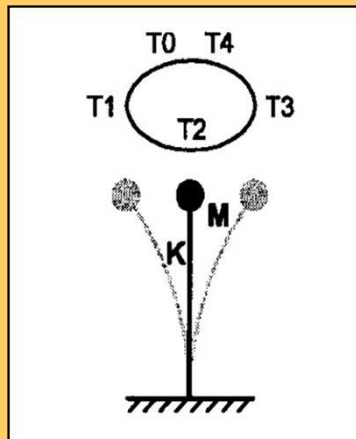
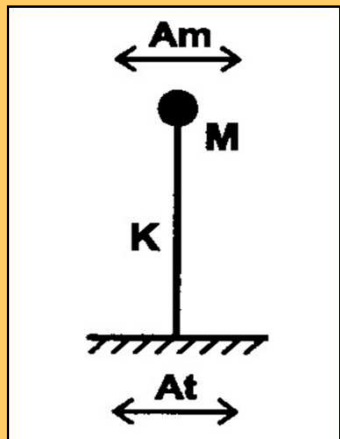


In analisi dinamica il coefficiente "**k**" che trasforma la forza peso "**W**" in una forza orizzontale sismica è lo **spettro di risposta $\xi(T)$** , che è un numero puro che si ricava a partire dal periodo proprio "**T**" della struttura.



$\xi(T)$ è la **percentuale** del peso "**W**" per determinare la forza sismica "**H**"

COS'È IL PERIODO PROPRIO DI UNA STRUTTURA? COME VARIA?

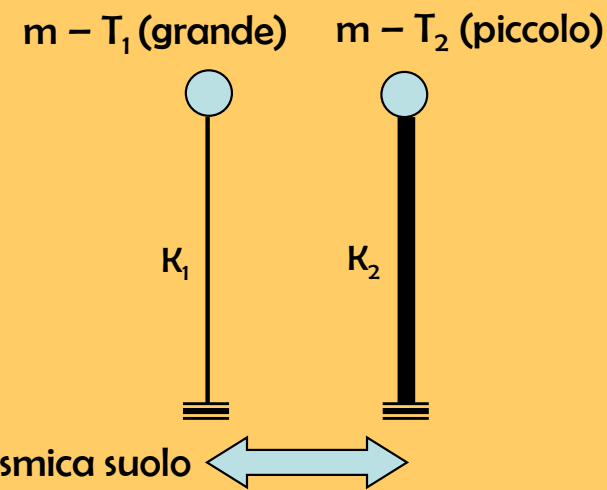
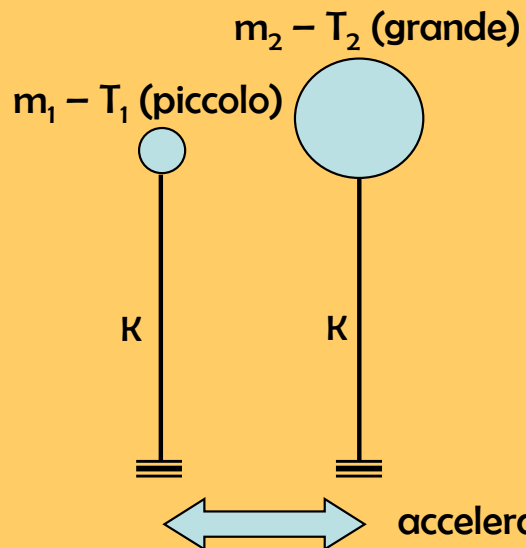


Varia in base alla **MASSA**: per una stessa rigidezza due masse diverse provocano due periodi diversi

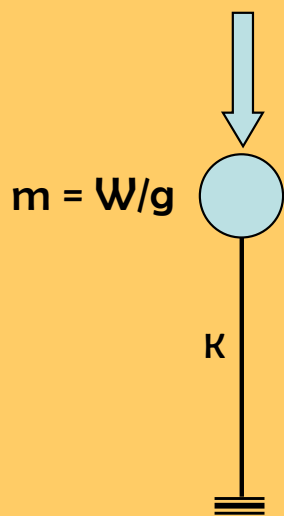
Varia in base alla **RIGIDEZZA**: per una stessa massa due rigidezze diverse provocano due periodi diversi

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

T è il tempo che impiega la massa ad oscillare e tornare nella posizione iniziale (**T0, T1, T2, T3, T4**)

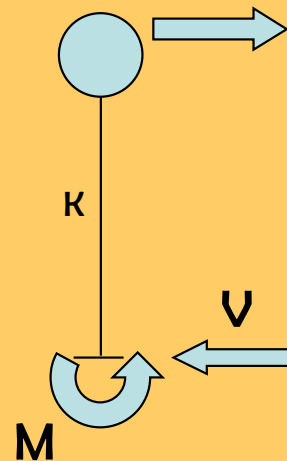


$$W = 100\% \text{ (p.p. + perm.)} + \psi_2 \times \text{var.}$$



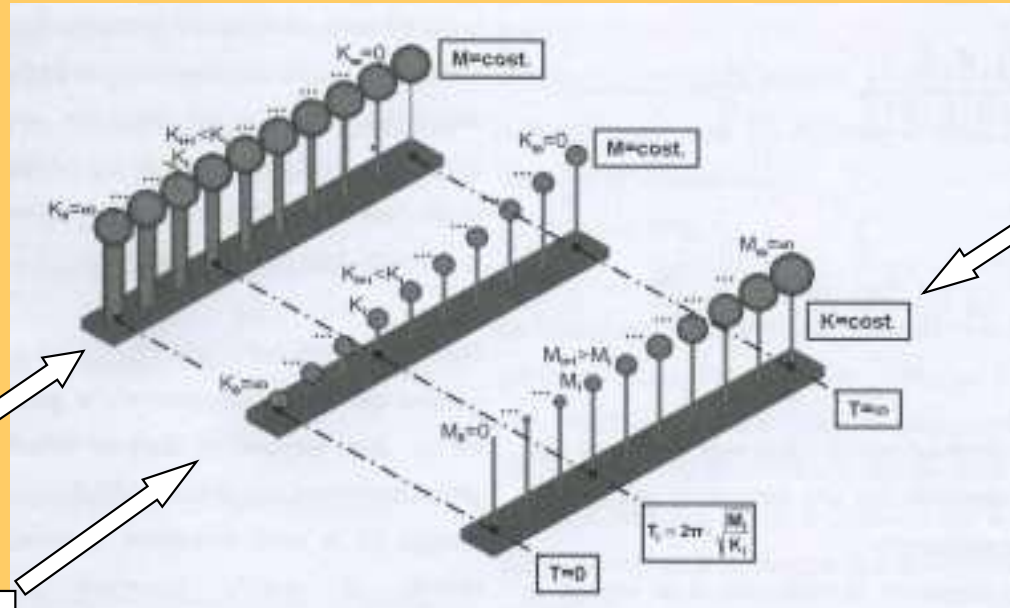
Tramite **T** si ricava il valore dello spettro **S(T)**

I tagli di piano dipendono da **T**



Le azioni alla base dipendono da **T**

COME SI DETERMINA UNO SPETTRO DI RISPOSTA?

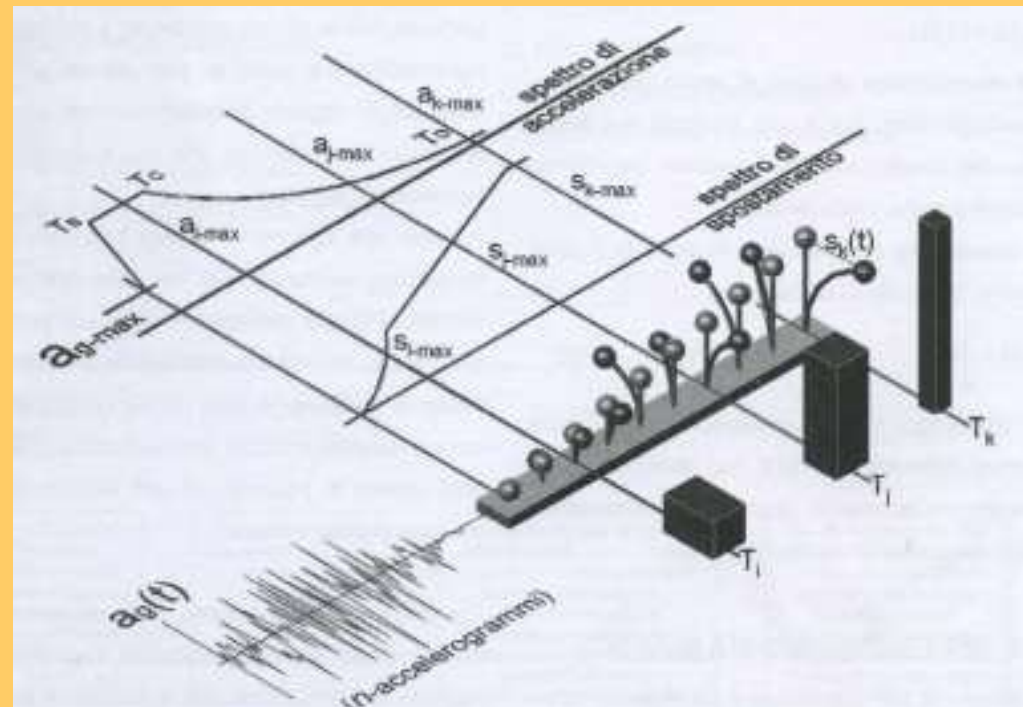


Variazione della massa

Variazione di rigidezza con la sezione

Variazione di rigidezza con l'altezza

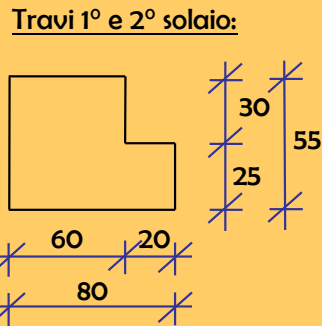
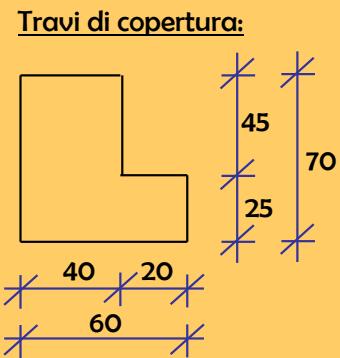
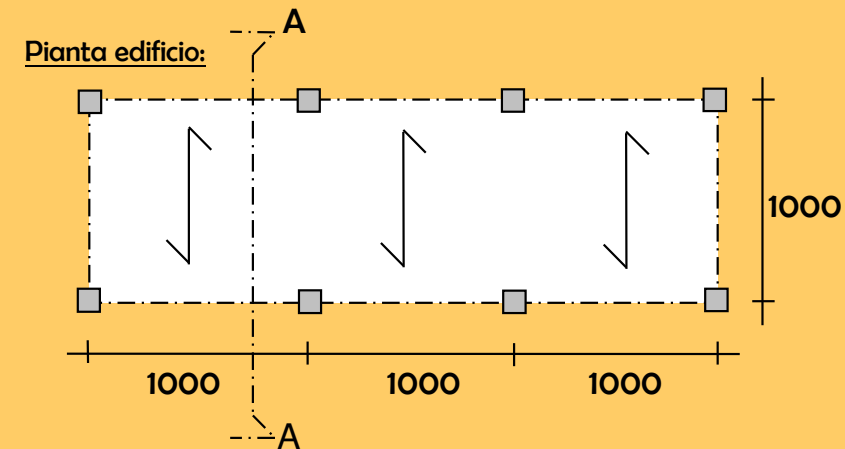
Una stessa accelerazione sismica alla base di strutture con diversa massa e/o diversa rigidezza produce delle oscillazioni diverse. Cioè le accelerazioni delle masse variano – per uno stesso sisma – in funzione del periodo proprio T



Par. 7.2.1. D.M. 17/01/18:

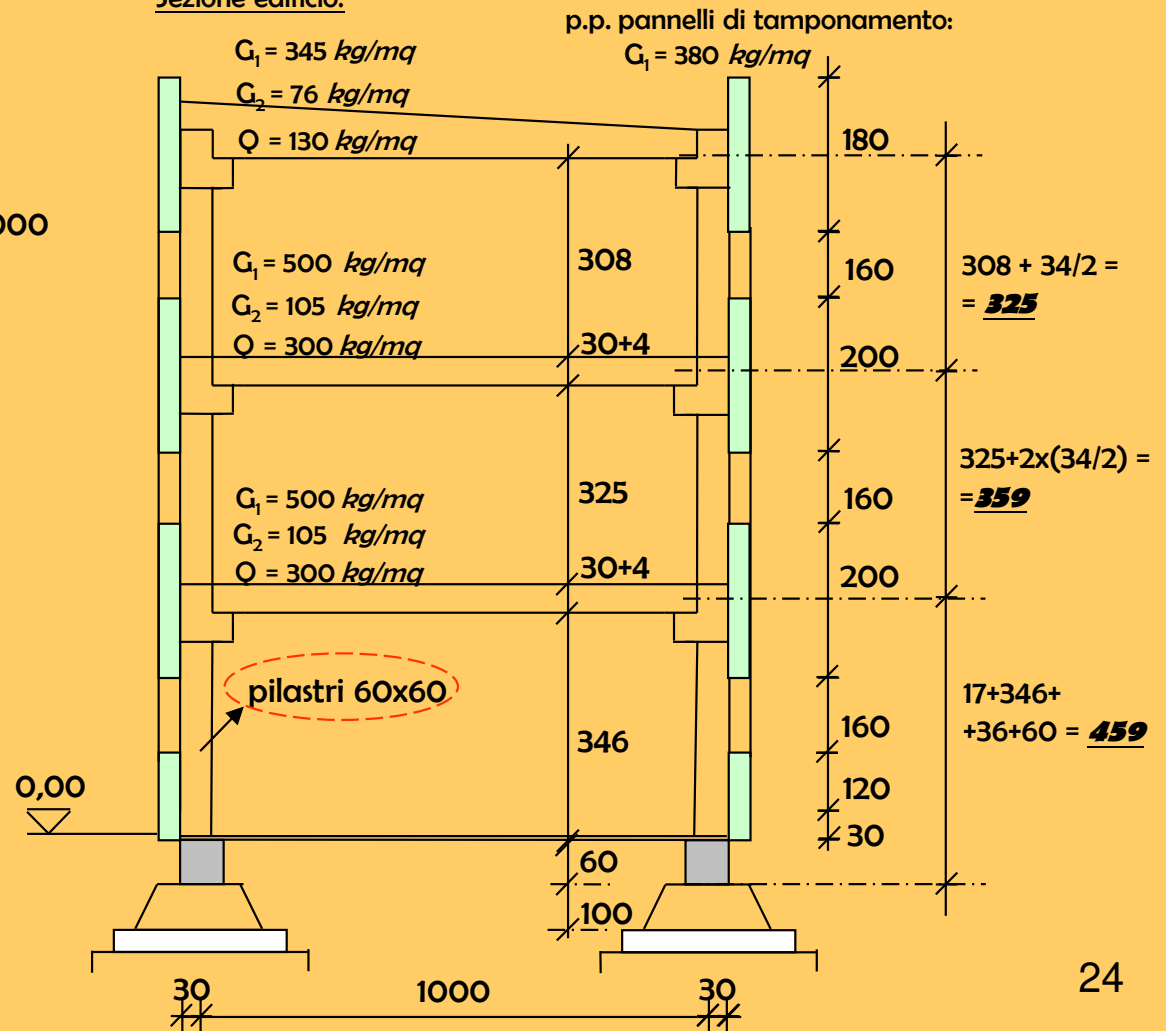
REGOLARITÀ STRUTTURALE

<< Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo le strutture, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti >>



N.B.: nell'analisi dei carichi i kg indicano i kg-forza (dove 1 kg-f \cong 10 daN) diversi dall'unità di misura della massa (kg nel S.I.)

Sezione edificio:



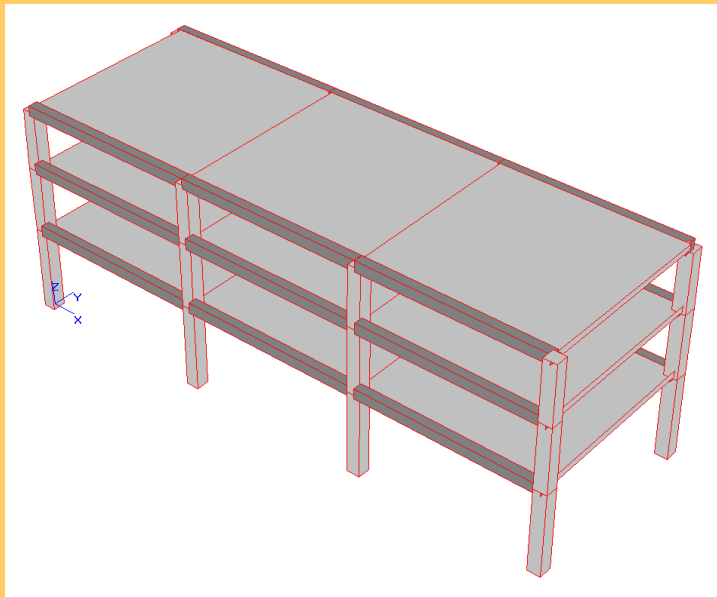
REGOLARITÀ IN PIANTA

- a) la distribuzione di masse e rigidzze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidzza nel piano di orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidzza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidzza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

REGOLARITÀ IN ALTEZZA

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- e) massa e rigidzza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (...);
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (...);
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo (...).

MENSOLA DI RIGIDEZZA EQUIVALENTE

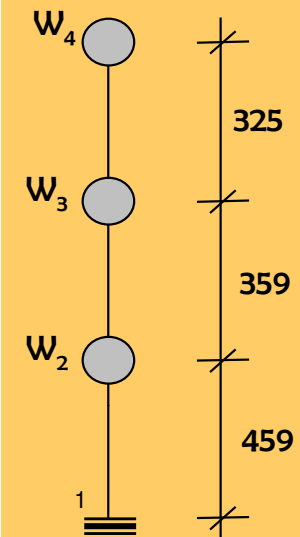
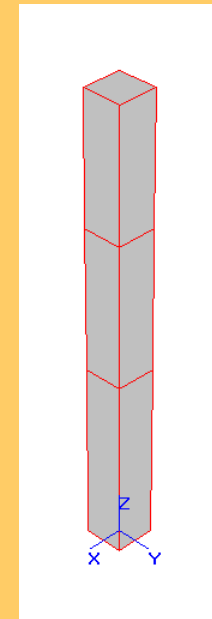


8 PILASTRI 60x60 cm

$$\begin{aligned}
 1 \text{ pilastro} : k_{60 \times 60} &= 3 \frac{E_{rid} J_{60 \times 60}}{l^3} = \\
 &= \frac{3 \cdot (0.5 \cdot 300000)}{1143^3} \cdot \frac{60^4}{12} = 325.46 \text{ kg / cm}
 \end{aligned}$$

$$8 \text{ pilastri} : k_{eq} = 8 \cdot k_{60 \times 60} = 2603.68 \text{ kg / cm}$$

LE DUE STRUTTURE SI COMPORTANO IN MODO DEL TUTTO ANALOGO DAL PUNTO DI VISTA SISMICO, QUINDI LE VERIFICHE DELLA MENSOLA (SPOSTAMENTI E RESISTENZA) SONO SUFFICIENTI PER IL PRESIMENSIONAMENTO DEL TELAIO AD ESSA EQUIVALENTE.



1 PILASTRO 101x101 cm

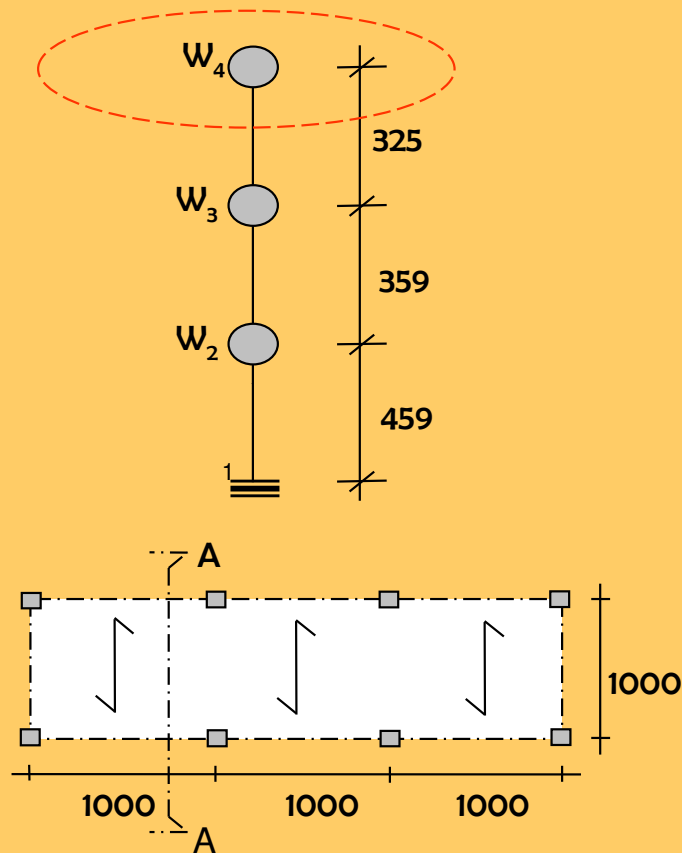
$$k_{eq} = 3 \frac{E_{rid} \cdot (B_{eq}^4 / 12)}{l^3} \Rightarrow B_{eq} = \sqrt[4]{\frac{2603.68 \cdot 12 \cdot 1143^3}{3 \cdot (0.5 \cdot 300000)}} \cong 101 \text{ cm}$$

Par. 7.2.6 D.M. 17/01/18: << In caso non siano effettuate analisi specifiche la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati >>

ANALISI DEI CARICHI E PESI SISMICI DI PIANO

Carichi permanenti G_K

- COPERTURA



| Carichi di superficie e lineari | Carichi concentrati (kg) | |
|---|----------------------------|--------------------------------|
| p.p. tegoli di copertura 345 (kg/mq) | 345x(30,0x10,0) | = 103'500 |
| permanente portato impermeabilizzazione 11 (kg/mq) 10 cm polimix: 650x0,10 = 65 (kg/mq) 76 (kg/mq) | 76x(30,0x10,0) | = 22'800 |
| p.p. travi sezione ad "L" 825 (kg/ml) | (0.60x0.25+0.40x0.45)x2500 | = 825 2x(825x30,0) = 49'500 |
| p.p. pannelli di tamponamento 380 (kg/mq) | (380x1,80x30,0)x2 | = 41'040 |
| p.p. pilastri sezione 60x60 900 (kg/ml) | (900x3,25/2)x8 | = 11'700 |
| | | TOTALE = 228'540 |

Carichi variabili Q_K

| Carichi di superficie e lineari | Carichi concentrati (kg) | |
|---------------------------------|--------------------------|------------------------|
| neve 130 (kg/mq) | 130x(30,0x10,0) | = 39'000 |
| | | TOTALE = 39'000 |

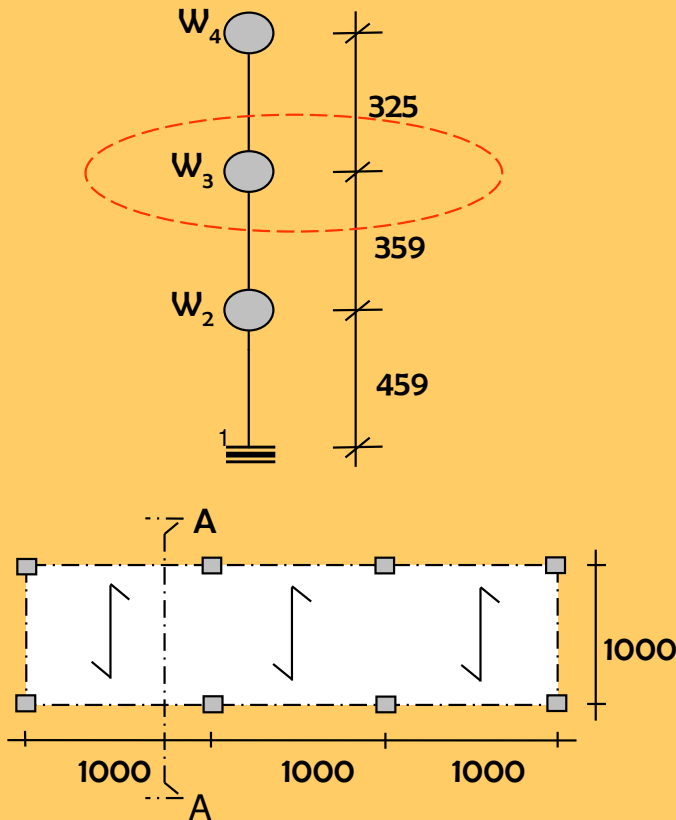
PESO IN COPERTURA:

$$W = G_K + \psi_E \times Q_K = 228'540 + 0,00 \times 39'000 = 228'540 \text{ kg} \quad (\text{TAB. 2.5.I.: } \psi_2 = 0,00)$$

$$\text{MASSA IN COPERTURA: } 228'540/9.81 = 23'297 \text{ kg} \times s^2 / m$$

Carichi permanenti G_K

— SECONDO IMPALCATO



| Carichi di superficie e lineari | Carichi concentrati (kg) | |
|--|--|-------------------------|
| p.p. solaio 500 (kg/mq) | 500x(30,0x10,0) | = 150'000 |
| permanente portato 3 cm sottofondo: 2000x0,03 = 60 (kg/mq) 5 cm polimix: 650x0,05 = 32,5 (kg/mq) pavimentazione = 12,5 (kg/mq) 105 (kg/mq) | 105x(30,0x10,0) | = 31'500 |
| p.p. travi 950 (kg/ml) | (0.80x0.25+0.60x0.30)x2500 = 950 2x(950x30,0) | = 57'000 |
| p.p. pannelli di tamponamento 380 (kg/mq) | (380x2,00x30,0)x2 | = 45'600 |
| p.p. pilastri sezione 60x60 900 (kg/ml) | (900x3,59)x8 | = 25'848 |
| | | TOTALE = 309'948 |

Carichi variabili Q_K

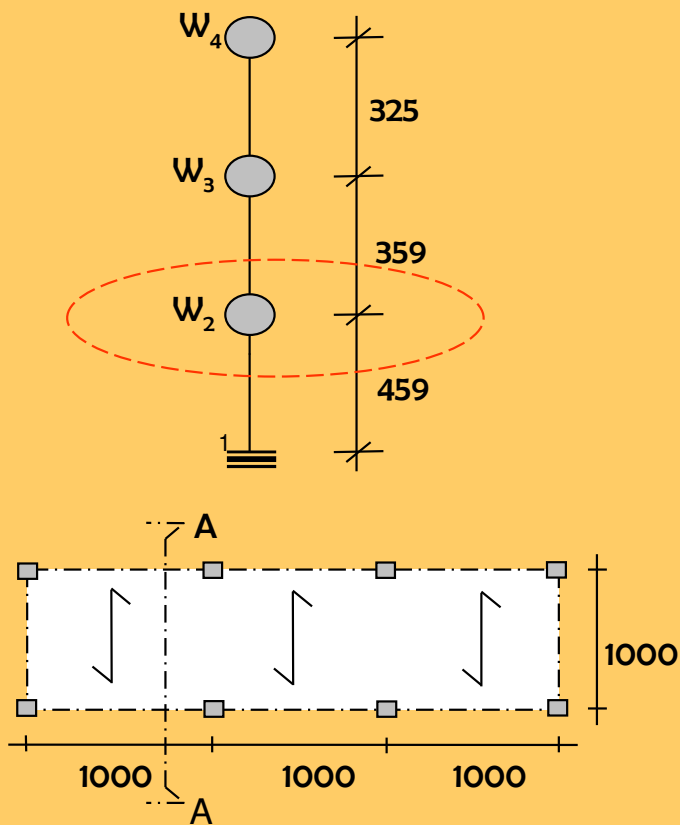
| Carichi di superficie e lineari | Carichi concentrati (kg) | |
|--|--------------------------|------------------------|
| Sovr. variabile (uffici aperti al pubblico) 300 (kg/mq) | 300x(30,0x10,0) | = 90'000 |
| | | TOTALE = 90'000 |

PESO SECONDO IMPALCATO: (MASSA = PESO/g)

$$W = G_K + \psi_E \times Q_K = 309'948 + 0,30 \times 90'000 = 336'948 \text{ kg} \quad (\text{TAB. 2.5.l.: } \psi_2 = 0,30)$$

$$\text{MASSA DEL SECONDO IMPALCATO: } 336'948/9.81 = 34347 \text{ kg} \times \text{s}^2/\text{m}$$

– PRIMO IMPALCATO



Carichi permanenti G_K

| Carichi di superficie e lineari | Carichi concentrati (kg) |
|--|---|
| p.p. solaio 500 (kg/mq) | 500x(30,0x10,0) = 150'000 |
| permanente portato 3 cm sottofondo: 2000x0,03 = 60 (kg/mq) 5 cm polimix: 650x0,05 = 32,5 (kg/mq) pavimentazione = 12,5 (kg/mq) 105 (kg/mq) | 105x(30,0x10,0) = 31'500 |
| p.p. travi 950 (kg/m) | (0.80x0.25+0.60x0.30)x2500 = 950 2x(950x30,0) = 57'000 |
| p.p. pannelli di tamponamento 380 (kg/mq) | (380x2,00x30,0)x2 = 45'600 |
| p.p. pilastri sezione 60x60 900 (kg/m) | (900x4,59)x8 = 33'048 |
| | TOTALE = 317'148 |

Carichi variabili Q_K

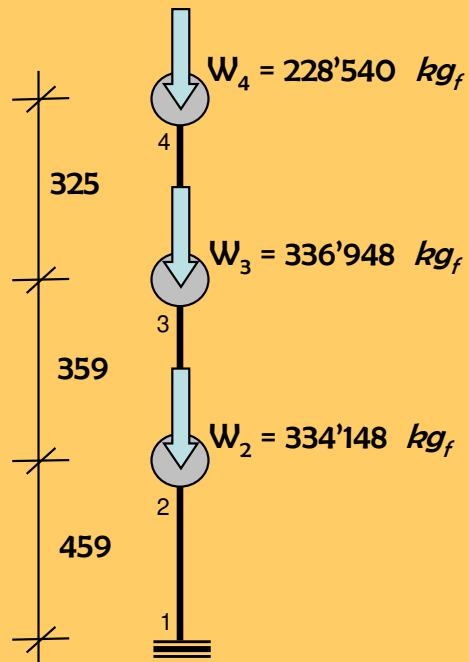
| Carichi al metro quadro (kg/mq) | Carichi concentrati (kg) |
|---------------------------------------|--------------------------|
| sovraccarico variabile 300 (kg/mq) | 300x(30,0x10,0) = 90'000 |
| | TOTALE = 90'000 |

PESO PRIMO IMPALCATO: (MASSA = PESO/g)

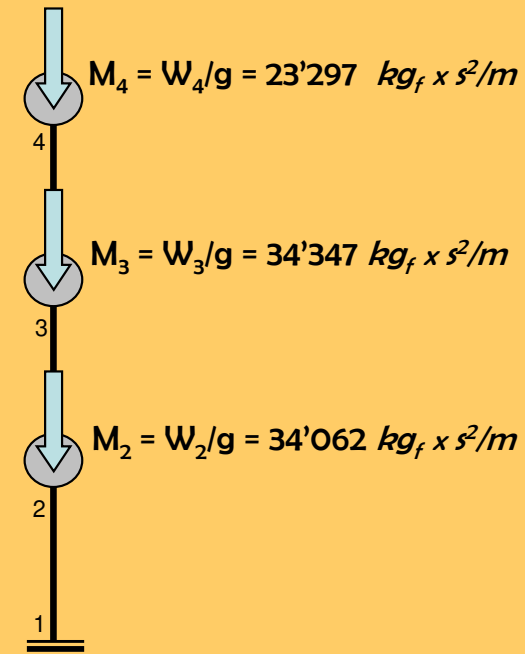
$$W = G_K + \psi_E \times Q_K = 317'148 + 0,30 \times 90'000 = 344'148 \text{ kg} \quad (\text{TAB. 2.5.I.: } \psi_2 = 0,30)$$

$$\text{MASSA PRIMO IMPALCATO: } 344'148 / 9.81 = 34062 \text{ kg} \times \text{s}^2/\text{m}$$

PESI SISMICI DI PIANO



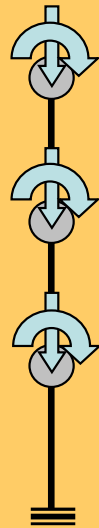
MASSE SISMICHE DI PIANO



Nel caso in esame (edificio regolare in pianta) non esiste eccentricità tra baricentro delle forze e baricentro delle rigidezze.

Par. 7.2.6. D.M. 17/01/18: « Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a **0,05** volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti >>



METODO DI RAYLEIGH – CALCOLO DEL PERIODO DELLA STRUTTURA

BISOGNA CALCOLARE GLI SPOSTAMENTI **TEORICI** x_i DI UN SISTEMA DI FORZE ORIZZONTALI (USANDO LO STESSO MODULO “E” DEL CALCOLO SISMICO) **N.B.: E = 150'000 kg/cm²**

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_1^n W_i \cdot x_i^2}{g \cdot \sum_1^n W_i \cdot x_i}}$$

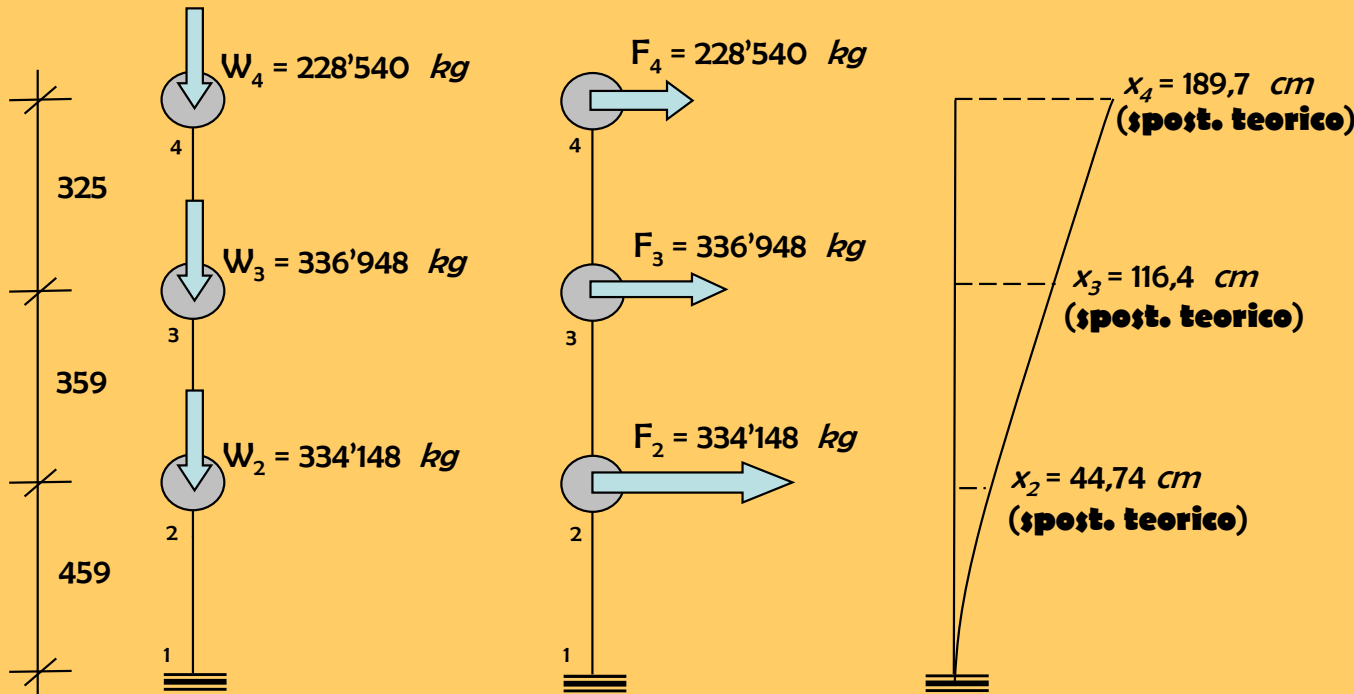
dove: W_i = PESI DI PIANO,

x_i = spostamenti orizzontali **teorici** (assolutamente non reali!!)

g = accelerazione di gravità

N.B.: $g = 981$ se gli x_i sono espressi in centimetri;

$g = 9.81$ se gli x_i sono espressi in metri.



Par. 7.3.3.2 D.M. 17/01/18

(analisi statica lineare)

$$T_1 = 2 \times d^{1/2}$$

d = spostamento laterale del punto più alto dell'edificio (in m) dovuto ai carichi in dir. orizzontale = 1,897 m

$$T_1 = 2 \sqrt{1,897} = 2,75 \text{ s}$$

Par. 7.3.3.2 D.M. 14/01/08

(analisi statica lineare)

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4}$$

$C_1 = 0,075$ (per strutture c.a.)

H = altezza totale (in m)

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{228'540 \cdot 189,7^2 + 336'948 \cdot 116,4^2 + 334'148 \cdot 44,74^2}{981 \cdot (228'540 \cdot 189,7 + 336'948 \cdot 116,4 + 334'148 \cdot 44,74)}} = 2\pi \cdot 0,375 = 2.36 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,075 \times 11,43^{3/4} = 0,46 \text{ s} \quad \text{(NO!)}$$

PER CALCOLARE GLI SPOSTAMENTI SI PUÒ UTILIZZARE UN SOFTWARE GRATUITO

SITO: http://civserv.ing.unibs.it/utenti/gelfi/software/programmi_studenti.html

download file: **1camp.zip**

N° Carichi dist. TRAPEZI 0 Zoom

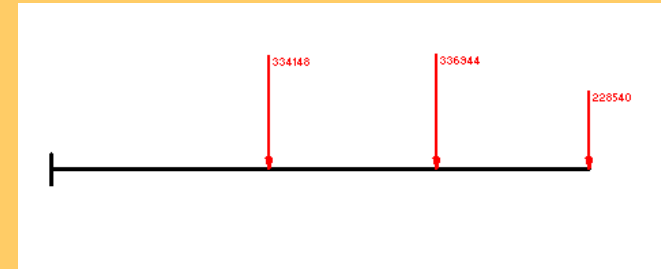
N° Carichi CONCENTRATI 3 Zoom

| N° | F | d |
|----|---------|-------|
| 1 | 334,148 | 459 |
| 2 | 336,944 | 818 |
| 3 | 228,540 | 1,143 |

N° Coppie CONCENTRATE 0 Zoom

N° sezioni di calcolo 101

Calcola



N° Carichi dist. TRAPEZI 0 Zoom

N° Carichi CONCENTRATI 3 Zoom

| N° | F | d |
|----|---------|-------|
| 1 | 334,148 | 459 |
| 2 | 336,944 | 818 |
| 3 | 228,540 | 1,143 |

N° Coppie CONCENTRATE 0 Zoom

N° sezioni di calcolo 101

Calcola

Diagrammi: $x = 459$ → $M(x) = -2.773E+08$, $V(x) = 565,484$, $f(x) = 44.74$

$x_4 = 44.74 \text{ cm}$

N° Carichi dist. TRAPEZI 0 Zoom

N° Carichi CONCENTRATI 3 Zoom

| N° | F | d |
|----|---------|-------|
| 1 | 334,148 | 459 |
| 2 | 336,944 | 818 |
| 3 | 228,540 | 1,143 |

N° Coppie CONCENTRATE 0 Zoom

N° sezioni di calcolo 101

Calcola

Diagrammi: $x = 818$ → $M(x) = -7.428E+07$, $V(x) = 228,540$, $f(x) = 116.4$

$x_3 = 116.4 \text{ cm}$

N° Carichi dist. TRAPEZI 0 Zoom

N° Carichi CONCENTRATI 3 Zoom

| N° | F | d |
|----|---------|-------|
| 1 | 334,148 | 459 |
| 2 | 336,944 | 818 |
| 3 | 228,540 | 1,143 |

N° Coppie CONCENTRATE 0 Zoom

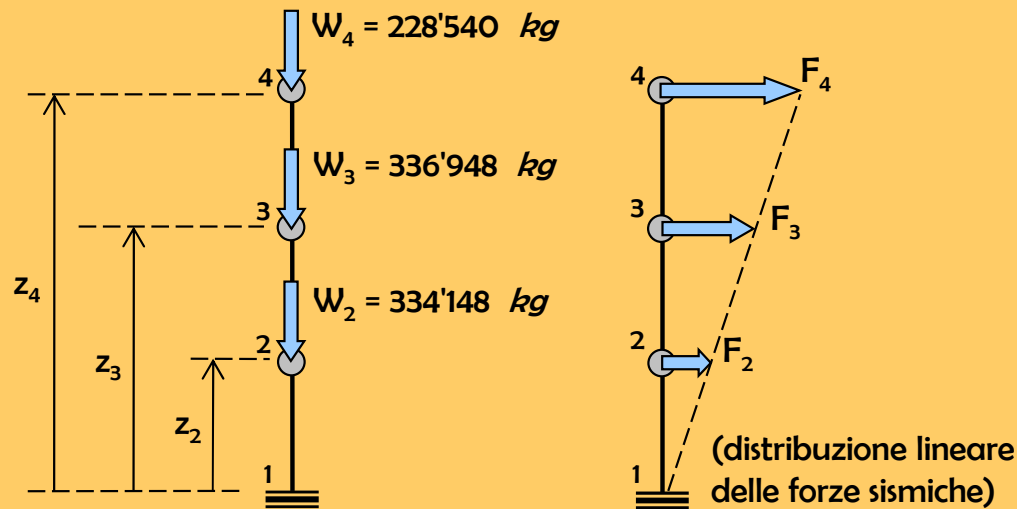
N° sezioni di calcolo 101

Calcola

Diagrammi: $x = 1143$ → $M(x) = -2.492$, $V(x) = 0.007813$, $f(x) = 189.7$

$x_2 = 189.7 \text{ cm}$

ANALISI STATICA EQUIVALENTE (par. 7.3.3.2 D.M. 17/01/18)



$$F_i = \gamma_i \cdot F_h = \left(\frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j} \right) \cdot F_h$$

$$F_h = S(T) \cdot W \cdot \lambda$$

$\lambda = 0.85$ per edifici con almeno 3 piani
e se $T_1 < 2T_C$
 $\lambda = 1.0$ negli altri casi

$T_C = 0,45$ s; $T_1 = 2,36$ s $\Rightarrow \lambda = 1,0$

W = peso sismico **COMPLESSIVO**

$$F_4 = \left(\frac{z_4 \cdot W_4}{z_2 W_2 + z_3 W_3 + z_4 W_4} \right) \cdot S(T_1) \cdot (W_2 + W_3 + W_4) \cdot \lambda =$$

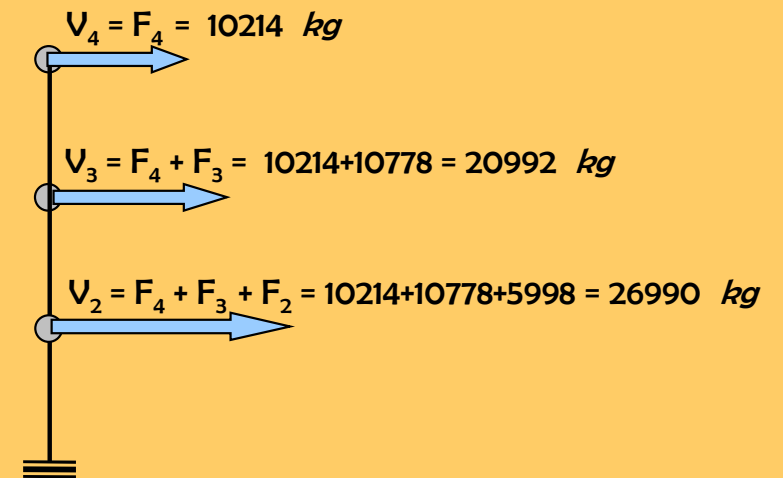
$$= \left(\frac{1143 \cdot 228'540}{459 \cdot 334'148 + 818 \cdot 336'944 + 1143 \cdot 228'540} \right) \cdot 0,03 \cdot 899'632 \cdot 1,00 = 10214 \text{ kg}$$

$$F_3 = \left(\frac{z_3 \cdot W_3}{z_2 W_2 + z_3 W_3 + z_4 W_4} \right) \cdot S(T_1) \cdot (W_2 + W_3 + W_4) \cdot \lambda =$$

$$= \left(\frac{818 \cdot 336'948}{459 \cdot 334'148 + 818 \cdot 336'948 + 1143 \cdot 228'540} \right) \cdot 0,03 \cdot 899'632 \cdot 1,00 = 10778 \text{ kg}$$

$$F_2 = \left(\frac{z_2 \cdot W_2}{z_2 W_2 + z_3 W_3 + z_4 W_4} \right) \cdot S(T_1) \cdot (W_2 + W_3 + W_4) \cdot \lambda =$$

$$= \left(\frac{459 \cdot 334'148}{459 \cdot 334'148 + 818 \cdot 336'944 + 1143 \cdot 228'540} \right) \cdot 0,03 \cdot 899'632 \cdot 1,00 = 5998 \text{ kg}$$



MENSOLA DI RIGID. EQUIVALENTE:

ANALISI MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA

Par. 7.2.6. D.M. 17/01/18:

$$E_{c,SLU} = E_{c,SLD} = E_c/2 = 150'000 \text{ kg/cm}^2$$

Si considerano iterativamente i modi di vibrare finchè non si raggiunge l'**85%** dell'eccitazione della massa totale

Si considerano 6 modi per verificare la simmetria degli spostamenti modali rispetto alle due direzioni ortogonali del sisma

Par. 7.3.1 D.M. 17/01/18
COEFF. DI STRUTTURA
 $q_{lim} = q_0 \times K_R = 2,5$
N.B.: si considera CD"B"

Par. 7.3.1. D.M. 17/01/18

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

| Tipologia strutturale | q_0 | |
|---|-------------------------|-------------------------|
| | CD"A" | CD"B" |
| Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2) | | |
| Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1) | $4,5 \alpha_v/\alpha_1$ | $3,0 \alpha_v/\alpha_1$ |
| Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1) | $4,0 \alpha_v/\alpha_1$ | 3,0 |
| Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1) | 3,0 | 2,0 |
| Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1) | 2,0 | 1,5 |
| Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1) | 3,5 | 2,5 |
| Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1) | | |
| Strutture a pannelli | $4,0 \alpha_v/\alpha_1$ | 3,0 |
| Strutture monolitiche a cella | 3,0 | 2,0 |
| Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati | 3,5 | 2,5 |

- q_0 legato alla tipologia strutturale (par. 7.3.1, edifici con struttura prefabbricata a pilastri incastrati alla base)
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità. Nell'esempio $K_R = 1,0$ poiché edificio regolare in altezza

SPETTRI DI RISPOSTA ORIZZONTALI DI PROGETTO PER S.L.V./S.L.D.

Par. 3.2.3.2.1 D.M. 17/01/18:

Suolo di categoria "C", zona sismica "Parma": accelerazioni di picco al suolo ($T_1 = 0$) per SLV e SLD:

$$PGA_{SLV} = a_g \cdot S = 0,142 \cdot 1,491 = 0,211$$

$$PGA_{SLD} = a_g \cdot S = 0,057 \cdot 1,50 = 0,0855$$

$$T_{R,SLV} = 475$$

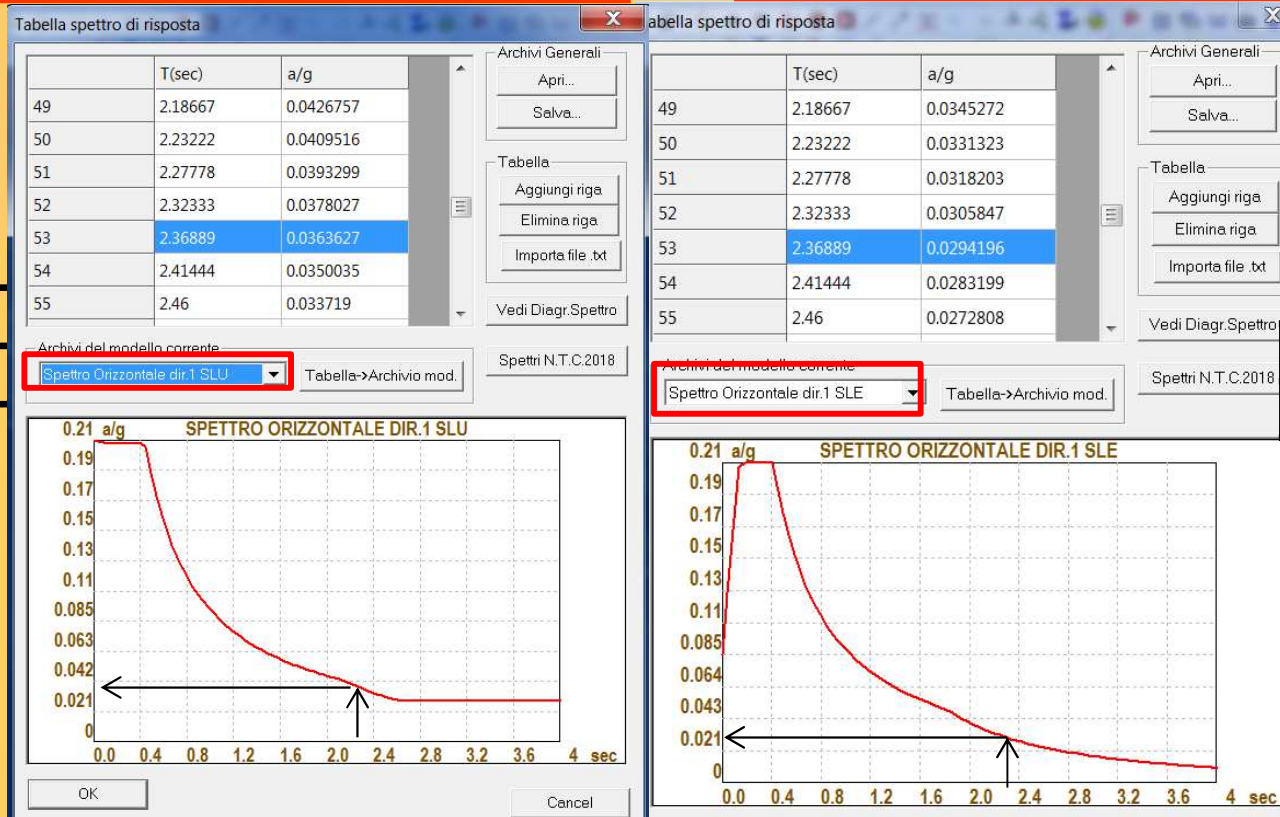
$$T_{R,SLD} = 50$$

| S | T_B | T_C | T_D |
|-------|-------|-------|-------|
| 1,491 | 0,15 | 0,45 | 2,167 |

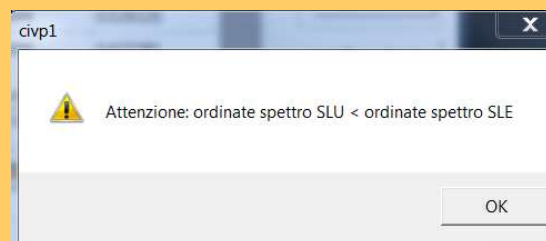
| S | T_B | T_C | T_D |
|------|-------|-------|-------|
| 1,50 | 0,141 | 0,422 | 1,827 |

$T_1 = 2,36 \text{ s}$
 $S(T_1)_{SLV} = 0,036$

$T_1 = 2,36 \text{ s}$
 $S(T_1)_{SLD} = 0,029$

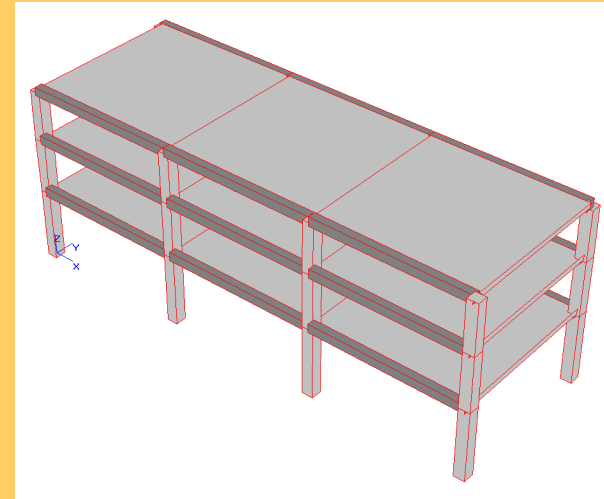
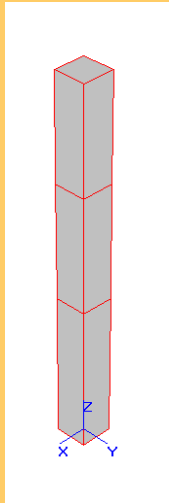


$$S(T_1)_{SLV} = 0,036 > S(T_1)_{SLD} = 0,029$$



N.B.: vale solo per T_1 piccoli !

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE



=====

MODI PROPRI DI VIBRAZIONE

=====

| MODO n.ro | FREQUENZE (Hertz) | PERIODO PROPRIO (sec) |
|--------------|----------------------|--------------------------|
| 1 | 0.42237 | 2.36760 |
| 2 | 0.42237 | 2.36760 |
| 3 | 2.60926 | 0.38325 |
| 4 | 2.60926 | 0.38325 |
| 5 | 6.91563 | 0.14460 |
| 6 | 6.91563 | 0.14460 |

=====

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALI

=====

| MODO n.ro | DIREZIONE X | DIREZIONE Y | DIREZIONE Z |
|--------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 14.36000 | 22.59700 | 0.00000 |
| 2 | 22.59700 | 14.36000 | 0.00000 |
| 3 | 13.09200 | 3.65830 | -0.00000 |
| 4 | 3.65830 | 13.09200 | -0.00000 |
| 5 | -1.23710 | -4.94840 | -0.00000 |
| 6 | -4.94840 | 1.23710 | -0.00000 |

=====

MODI PROPRI DI VIBRAZIONE

=====

| MODO n.ro | FREQUENZE (Hertz) | PERIODO PROPRIO (sec) |
|--------------|----------------------|--------------------------|
| 1 | 0.42183 | 2.37060 |
| 2 | 0.42192 | 2.37010 |
| 3 | 0.47429 | 2.10840 |
| 4 | 2.57845 | 0.38783 |
| 5 | 2.60119 | 0.38444 |
| 6 | 2.91333 | 0.34325 |
| 7 | 5.16102 | 0.19376 |
| 8 | 6.07017 | 0.16474 |
| 9 | 6.55781 | 0.15249 |

=====

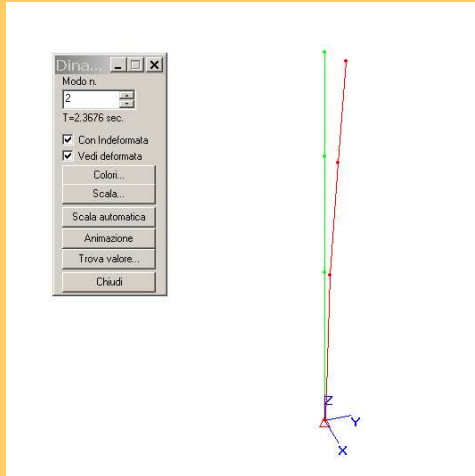
COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALI

=====

| MODO n.ro | DIREZIONE X | DIREZIONE Y | DIREZIONE Z |
|--------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 0.00000 | 26.77200 | -0.00000 |
| 2 | 26.77200 | -0.00000 | 0.00000 |
| 3 | -0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 4 | 0.00000 | 13.56000 | -0.00000 |
| 5 | 13.59700 | -0.00000 | 0.00000 |
| 6 | -0.00000 | -0.00000 | 0.00000 |
| 7 | -0.00000 | -0.78720 | -0.00000 |
| 8 | -0.00001 | 0.12937 | -0.00008 |
| 9 | -0.00001 | 4.86850 | -0.00007 |

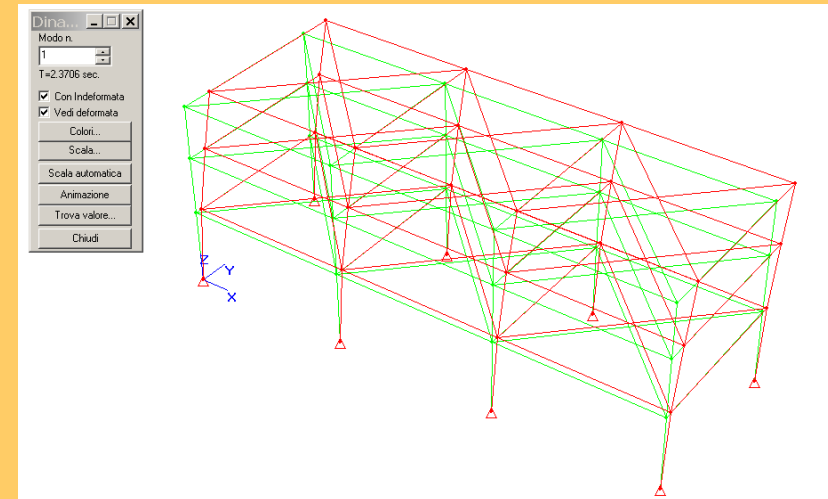
MODI PROPRI DI VIBRARE

PRIMO MODO MENSOLA: $T_1 = 2.3676 \text{ s}$

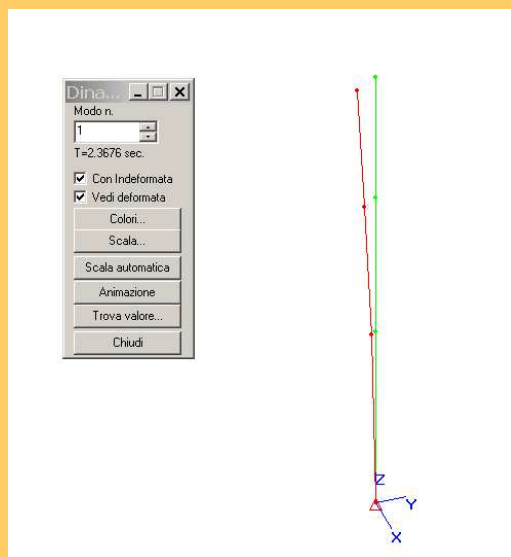


3 masse in fase

PRIMO MODO TELAIIO: $T_1 = 2.3706 \text{ s}$

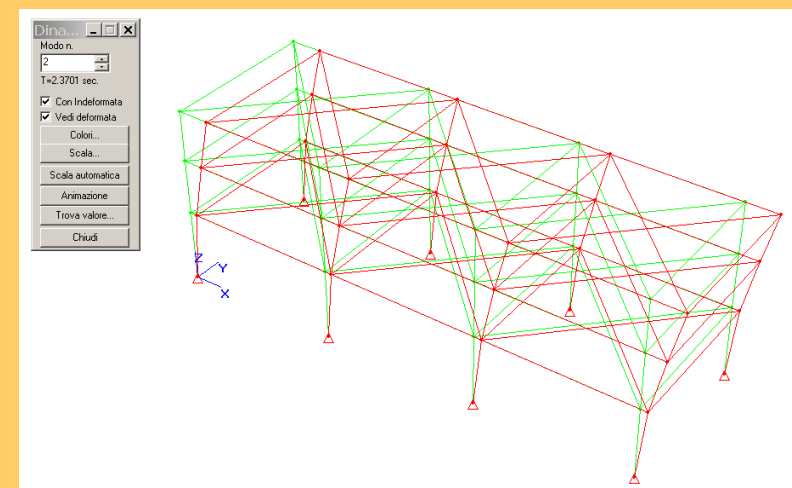


SECONDO MODO MENSOLA: $T_2 = 2.3676 \text{ s}$



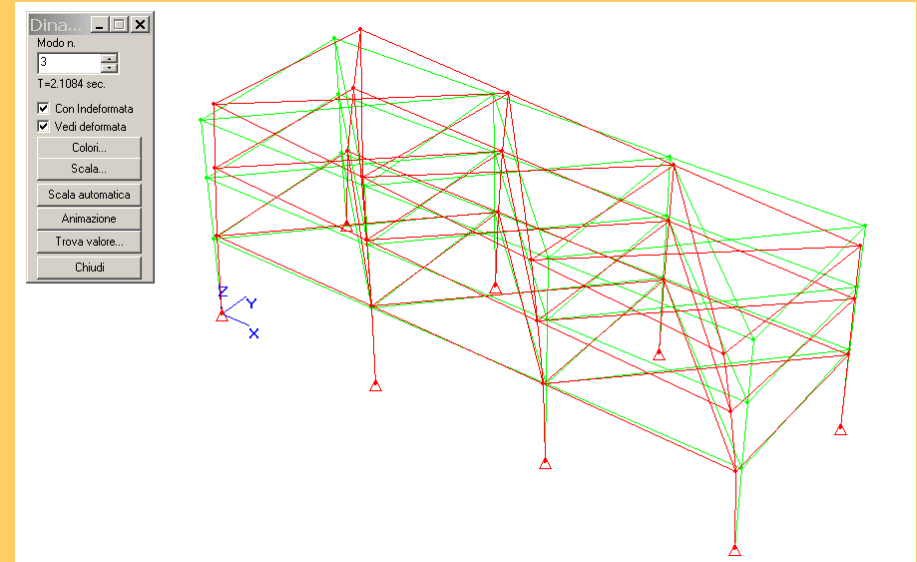
3 masse in fase

SECONDO MODO TELAIIO: $T_2 = 2.3701 \text{ s}$

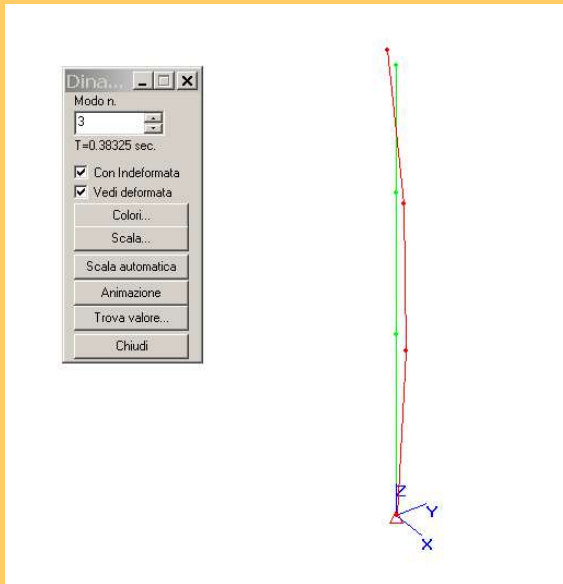


TERZO MODO TELAIO: $T_3 = 2.1084 \text{ s}$

3 masse in fase

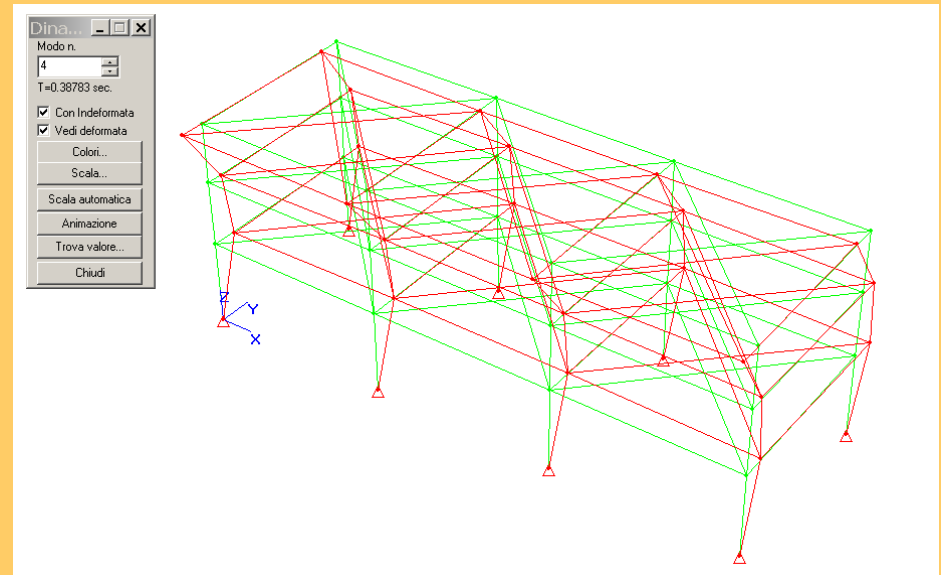


TERZO MODO MENSOLA: $T_3 = 0.38325 \text{ s}$

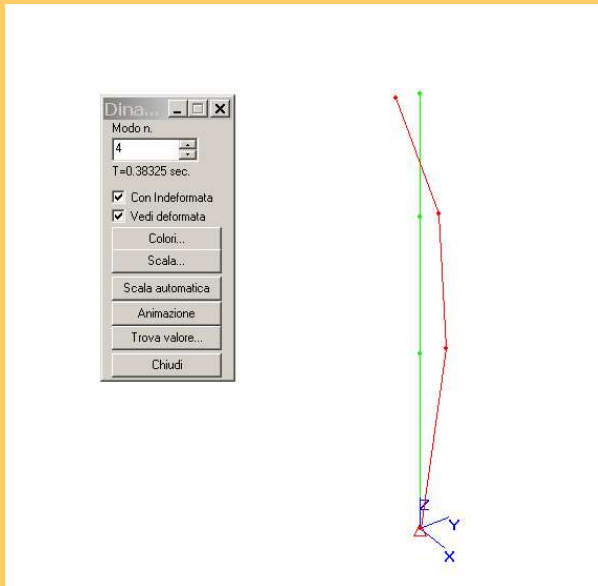


2 masse in fase

QUARTO MODO TELAIO: $T_4 = 0.38783 \text{ s}$

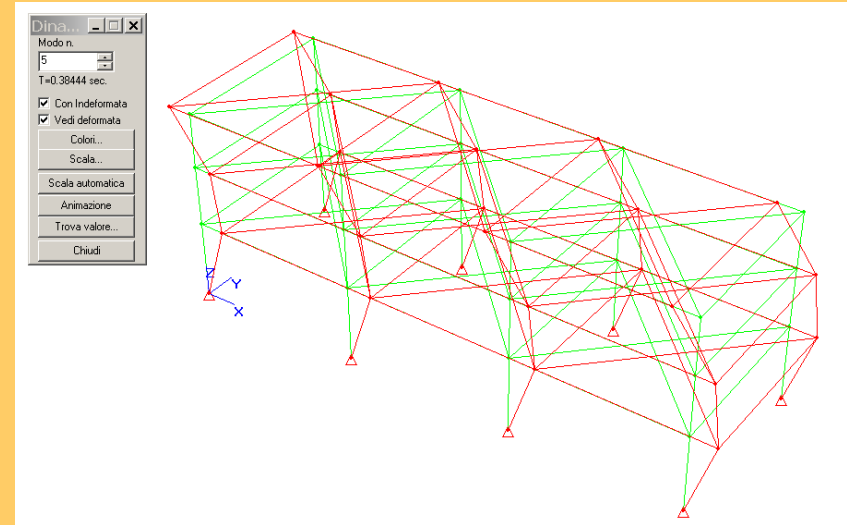


QUARTO MODO MENSOLA: $T_4 = 0.38325 \text{ s}$

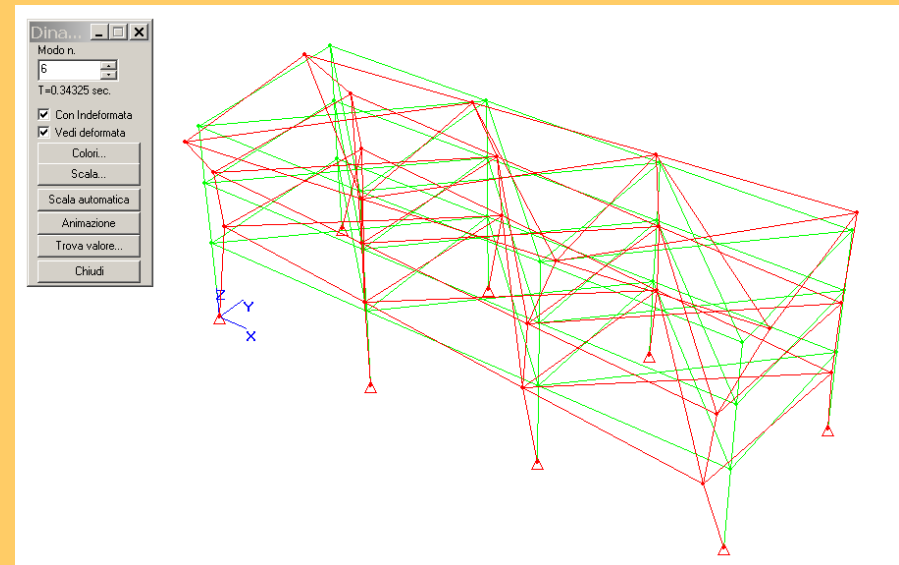


2 masse in fase

QUINTO MODO TEALIO: $T_5 = 0.38444 \text{ s}$

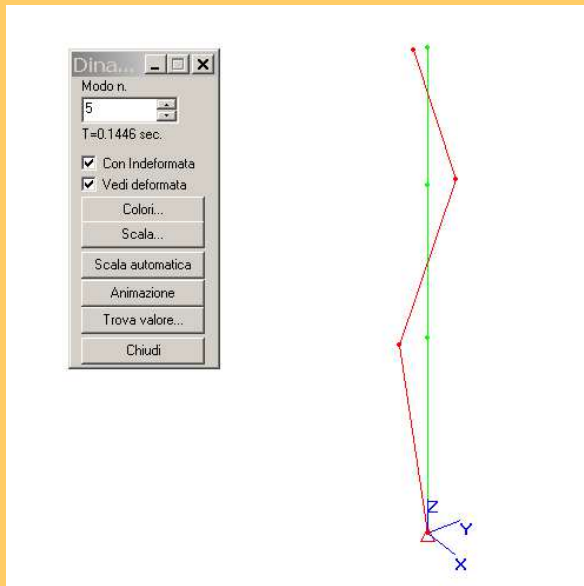


SESTO MODO TELAIO: $T_6 = 0.34325 \text{ s}$



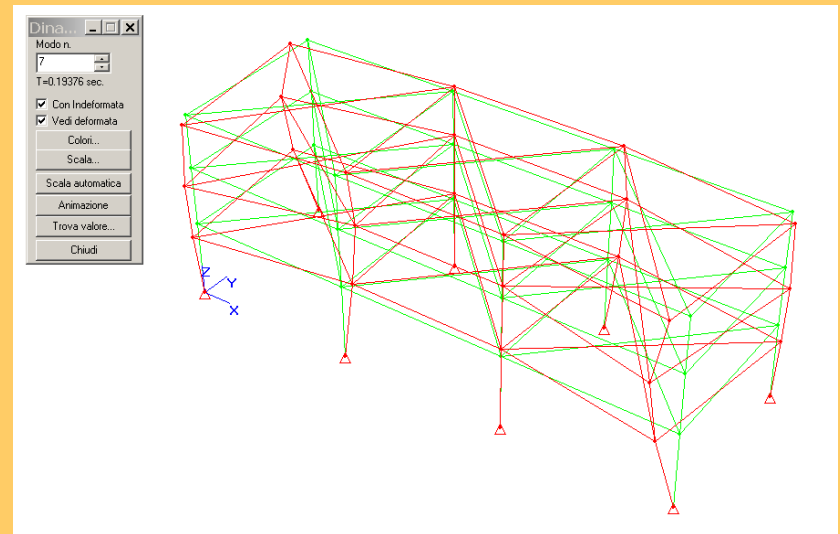
2 masse in fase

QUINTO MODO MENSOLA: $T_5 = 0.1446$ s

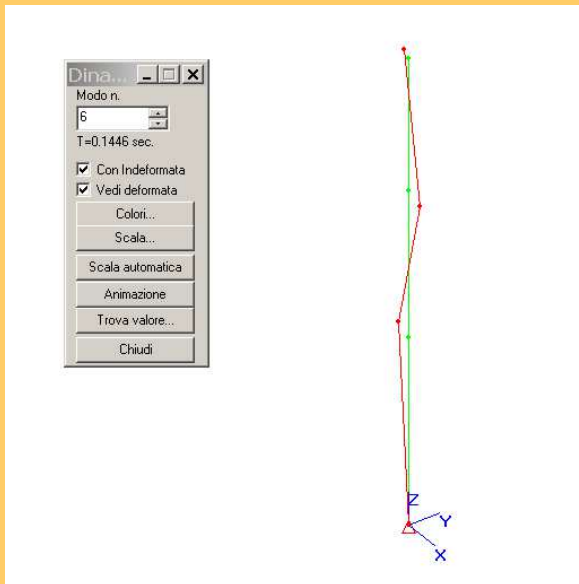


nessuna massa in fase

SETTIMO MODO TELAIO: $T_7 = 0.19376$ s

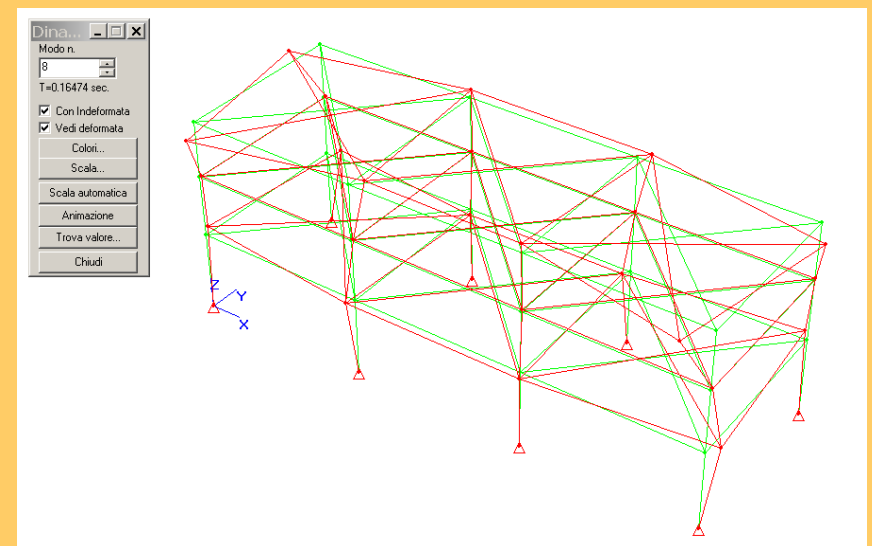


SESTO MODO MENSOLA: $T_6 = 0.1446$ s



nessuna massa in fase

OTTAVO MODO TELAIO: $T_8 = 0.16474$ s



Il comportamento sismico di una struttura qualsiasi è **SCOMPONIBILE** nella somma di “n” modalità di vibrazione (detti “modi di vibrare”) caratterizzati da “n” periodi propri. Ciascun modo di vibrare “movimenta” una certa quantità di massa (coefficiente di partecipazione modale).

Non tutti i modi di vibrare sono importanti: basta considerare solo quelli la cui sovrapposizione eccita l' **85%** della massa totale della struttura.

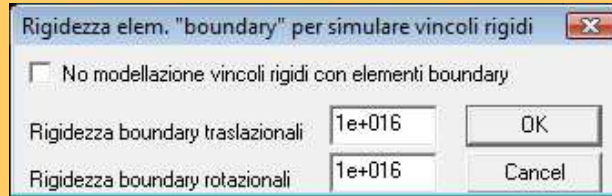


La struttura può essere paragonata ad uno strumento musicale con tante corde, ognuna delle quali ha delle caratteristiche proprie di vibrazione. L'azione sismica esterna, invece, è rappresentata dal musicista che pizzica *contemporaneamente* tutte le corde. Il suono prevalente deriverà dalla corda con il periodo T più grande.

Anche per una struttura generica il moto sismico globale “assomiglia molto” a quello del primo modo di vibrare, il quale “movimenta” più massa.

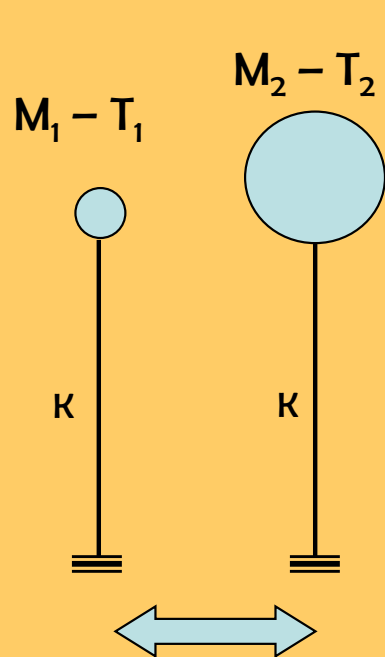
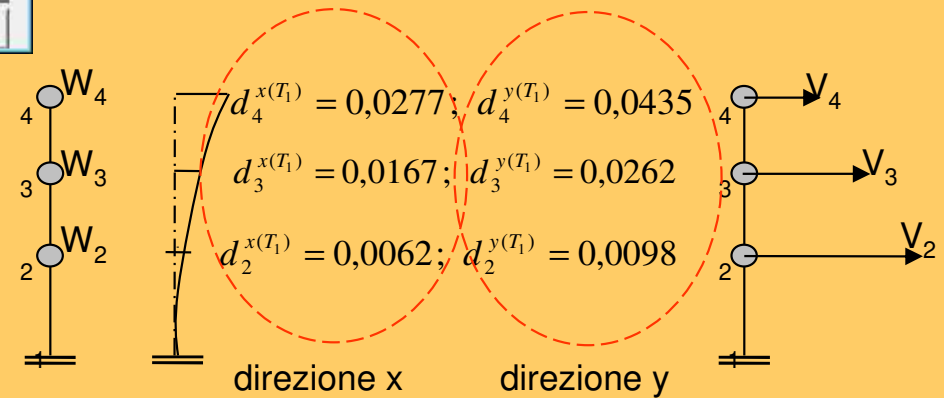
RISULTATI RELATIVI AL PRIMO MODO DELLA MENSOLA (T₁ = 2,36760 s)

SPOSTAMENTI MODALI



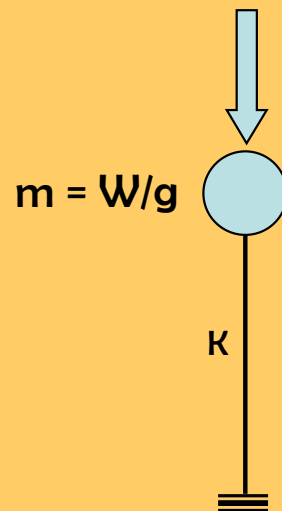
N.B.: usare: 'Analisi / Parametri analisi modale
→ Implicit Restarted Lanczos method

| RISULTATI : MODI PROPRI MODO 1 : SPOSTAMENTI E ROTAZIONI NODALI | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| NODO n.ro | Tx | Ty | Tz | Rx | Ry | Rz |
| 1 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2 | 0.0062 | 0.0098 | 0.0000 | 0.0022 | 0.0014 | 0.0000 |
| 3 | 0.0167 | 0.0262 | 0.0000 | 0.0029 | 0.0019 | 0.0000 |
| 4 | 0.0277 | 0.0435 | 0.0000 | 0.0031 | 0.0020 | 0.0000 |



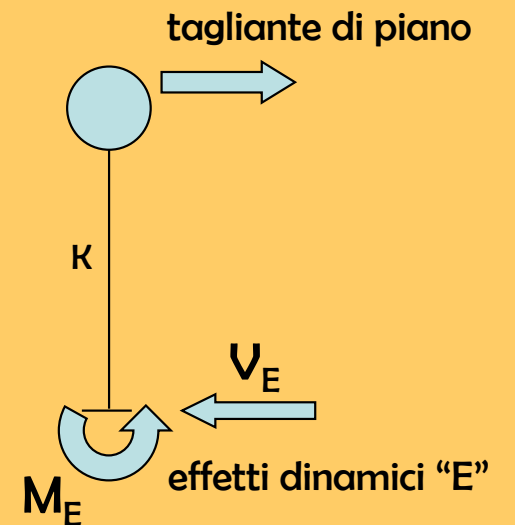
accelerazione sismica suolo

$$W = G_1 + G_2 + \psi_{2K} Q_k$$



$$m = W/g$$

- T
- valore spettro $S_d(T)$
 - coefficienti di partecipazione modale
 - spostamenti modali



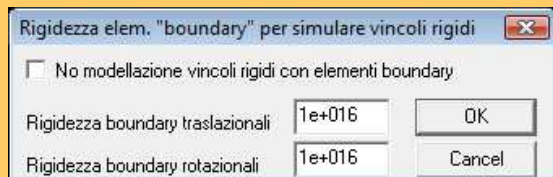
(dovuti al sisma ed alle azioni statiche ad esso contemporanee)

(stessa rigidezza, masse diverse ⇒ periodo proprio diverso)

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE DEL MODO 1

SONO FUNZIONE DEI PESI SISMICI E DEGLI SPOSTAMENTI MODALI

N.B.: usare: 'Analisi / Parametri analisi modale
→ Implicit Restarted Lanczos method



```

=====
COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALI
=====
MODO      DIREZIONE      DIREZIONE      DIREZIONE
n.ro      X              Y              Z
-----
1         14.36000      22.59700      0.00000
    
```

- DIREZIONE "x"

$$p_1^x = \frac{W_2 d_2^{x(T_1)} + W_3 d_3^{x(T_1)} + W_4 d_4^{x(T_1)}}{W_2 [(d_2^{x(T_1)})^2 + (d_2^{y(T_1)})^2] + W_3 [(d_3^{x(T_1)})^2 + (d_3^{y(T_1)})^2] + W_4 [(d_4^{x(T_1)})^2 + (d_4^{y(T_1)})^2]} =$$

$$= \frac{344148 \cdot 0,0062 + 336944 \cdot 0,0167 + 228540 \cdot 0,0277}{344148 \cdot (0,0062^2 + 0,0098^2) + 336944 \cdot (0,0167^2 + 0,0262^2) + 228540 \cdot (0,0277^2 + 0,0435^2)} = 14,36$$

- DIREZIONE "y"

$$p_1^y = \frac{W_2 d_2^{y(T_1)} + W_3 d_3^{y(T_1)} + W_4 d_4^{y(T_1)}}{W_2 [(d_2^{x(T_1)})^2 + (d_2^{y(T_1)})^2] + W_3 [(d_3^{x(T_1)})^2 + (d_3^{y(T_1)})^2] + W_4 [(d_4^{x(T_1)})^2 + (d_4^{y(T_1)})^2]} =$$

$$= \frac{344148 \cdot (0,0098) + 336944 \cdot (0,0262) + 228540 \cdot (0,0435)}{344148 \cdot (0,0062^2 + 0,0098^2) + 336944 \cdot (0,0167^2 + 0,0262^2) + 228540 \cdot (0,0277^2 + 0,0435^2)} = 22,597$$

NB:

Il modo "1" della mensola è traslatorio (3 masse in fase) con componenti sia lungo "x" che lungo "y".

Non è lo stesso per il telaio, la cui prima forma modale è esclusivamente traslatoria lungo "y"

VALORE DELLO SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO PER IL MODO 1 (DELLA MENSOLA DI RIGIDEZZA EQUIVALENTE)

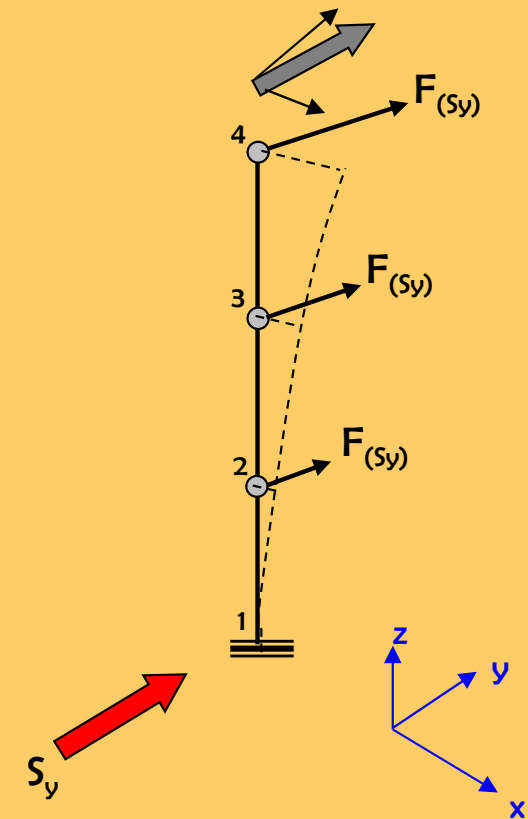
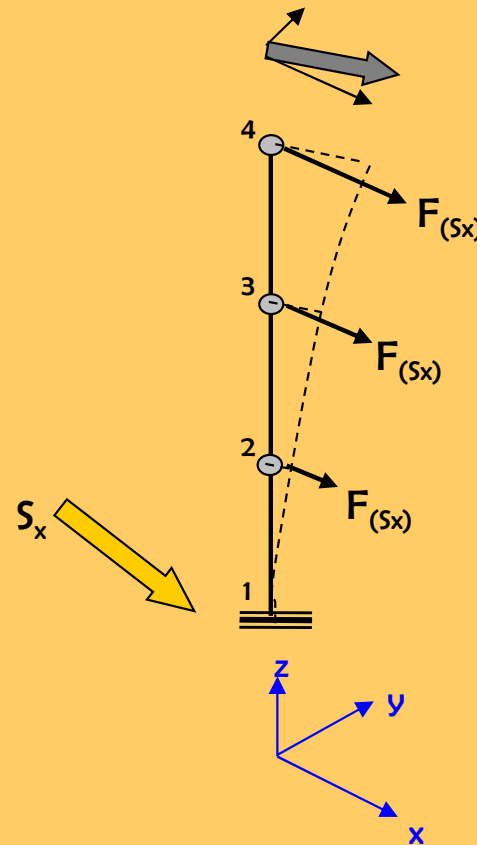
$$T_1 = 2,3676 > T_D = 2,167 \text{ secondi}$$

$$\Rightarrow S_d(T = 2.36) = \frac{S_e(T = 2.36)}{q} = \frac{1}{q} \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) = \frac{0.091g}{2.5} = 0.0363 g > 0.2 \cdot 0.142 g = 0.0284 g$$

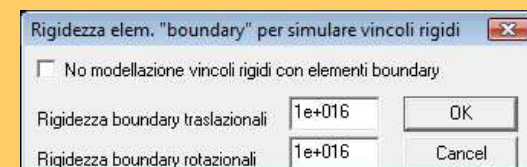
COMPOSIZIONE DEI 2 SISTEMI DI PROGETTO

Par. 3.2.3.1. D.M. 17/01/18:

<< Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. (...)
Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico >>



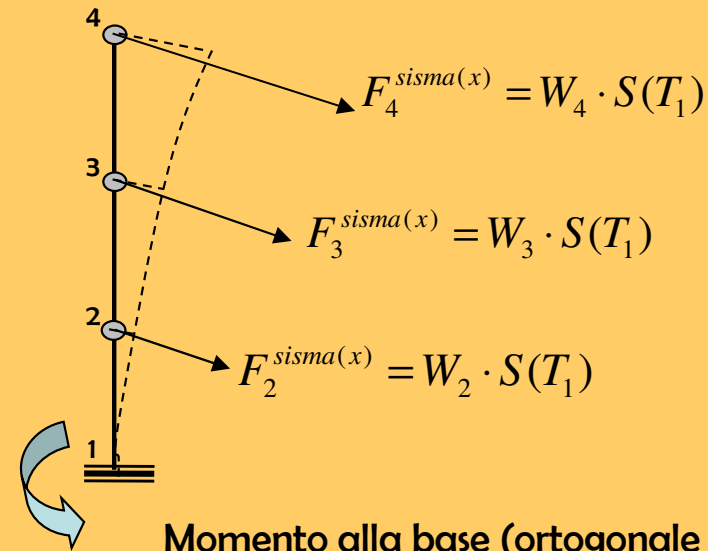
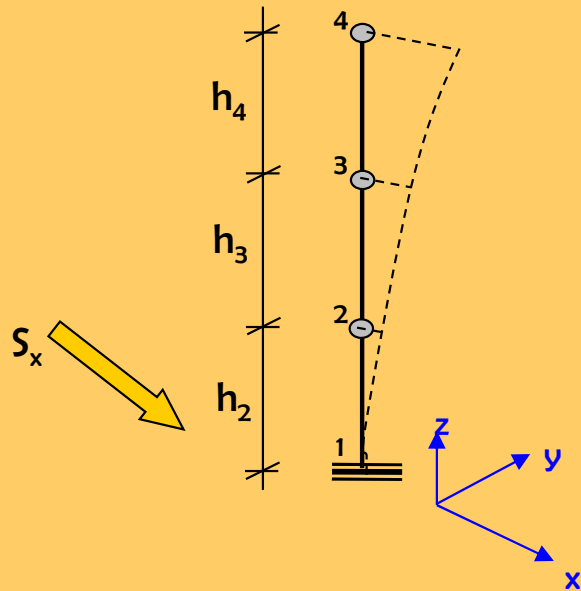
N.B.: OGNI FORZA DI PIANO "F" (INDIPENDENTEMENTE DALLA DIREZIONE DEL SISMA) HA COMPONENTI SIA LUNGO L'ASSE "x" CHE LUNGO L'ASSE "y"



AZIONI SISMICHE SULLA MENSOLA (S.L.U. & S.L.D.)

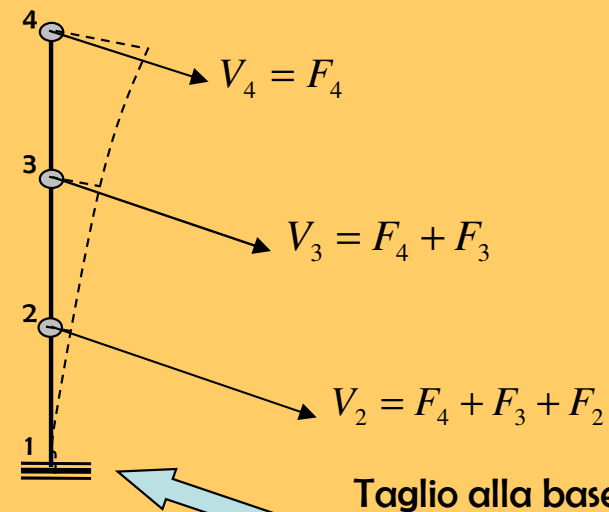
COA PROVOCANO LE FORZE SISMICHE LUNGO "x"?

SISMA IN DIREZIONE "x" = S_x



Momento alla base (ortogonale alle F):

$$M_1^{sisma(x)} = F_4 \cdot (h_4 + h_3 + h_2) + F_3 \cdot (h_3 + h_2) + F_2 \cdot h_2$$



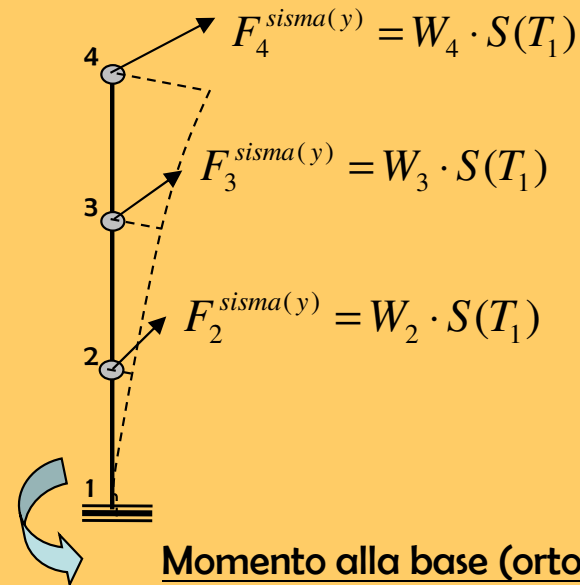
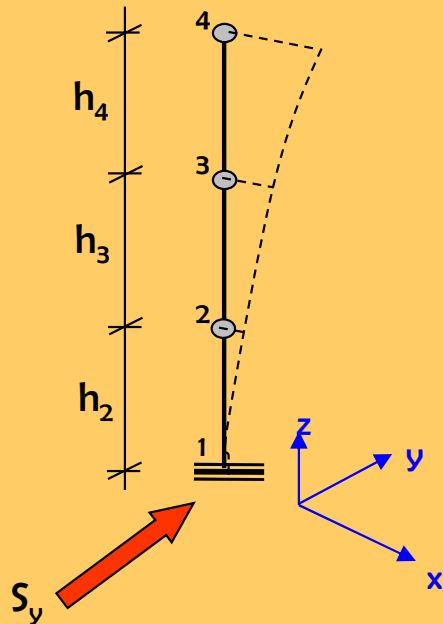
Taglio alla base:

$$V_1 = V_2$$

AZIONI SISMICHE SULLA MENSOLA (S.L.U. & S.L.D.)

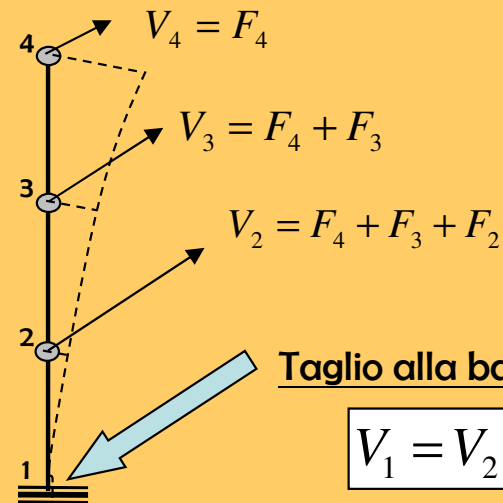
COSA PROVOCANO LE FORZE SISMICHE LUNGO "y"?

SISMA IN DIREZIONE "y" = S_y



Momento alla base (ortogonale alle F):

$$M_1^{sism(y)} = F_4 \cdot (h_4 + h_3 + h_2) + F_3 \cdot (h_3 + h_2) + F_2 \cdot h_2$$



AZIONI SISMICHE ALLO S.L.U. PER IL MODO 1

$S_x =$ SISMA LUNGO LA DIREZ. "x" (= "3")

COMPONENTI LUNGO "x" (=3 nel rif. locale)

$$F_4^{x(T_1)-sisma(x)} = W_4 \cdot S_d(T_1) \cdot d_4^{x(T_1)} \cdot p_1^x = 228540 \cdot 0,03 \cdot 0,0277 \cdot 14,36 = 2727,20 \text{ kg}$$

$$V_4^{x(T_1)-sisma(x)} = F_4^{x(T_1)-sisma(x)} = 2727,20 \text{ kg}$$

$$F_3^{x(T_1)-sisma(x)} = W_3 \cdot S_d(T_1) \cdot d_3^{x(T_1)} \cdot p_1^x = 336944 \cdot 0,03 \cdot 0,0167 \cdot 14,36 = 2424,09 \text{ kg}$$

$$V_3^{x(T_1)-sisma(x)} = F_4^{x(T_1)-sisma(x)} + F_3^{x(T_1)-sisma(x)} = 5151,29 \text{ kg}$$

$$F_2^{x(T_1)-sisma(x)} = W_2 \cdot S_d(T_1) \cdot d_2^{x(T_1)} \cdot p_1^x = 344148 \cdot 0,03 \cdot 0,0062 \cdot 14,36 = 919,20 \text{ kg}$$

$$V_2^{x(T_1)-sisma(x)} = F_4^{x(T_1)-sisma(x)} + F_3^{x(T_1)-sisma(x)} + F_2^{x(T_1)-sisma(x)} = 6070,49 \text{ kg}$$

$S_y =$ SISMA LUNGO LA DIREZ. "y" (= "2")

COMPONENTI LUNGO "x" (=3 nel rif. locale)

$$F_4^{x(T_1)-sisma(y)} = W_4 \cdot S_d(T_1) \cdot d_4^{x(T_1)} \cdot p_1^y = 228540 \cdot 0,03 \cdot 0,0277 \cdot 22,597 = 4291,54 \text{ kg}$$

$$V_4^{x(T_1)-sisma(y)} = F_4^{x(T_1)-sisma(y)} = 4291,54 \text{ kg}$$

$$F_3^{x(T_1)-sisma(y)} = W_3 \cdot S_d(T_1) \cdot d_3^{x(T_1)} \cdot p_1^y = 336944 \cdot 0,03 \cdot 0,0167 \cdot 22,597 = 3814,57 \text{ kg}$$

$$V_3^{x(T_1)-sisma(y)} = F_4^{x(T_1)-sisma(y)} + F_3^{x(T_1)-sisma(y)} = 8106,11 \text{ kg}$$

$$F_2^{x(T_1)-sisma(y)} = W_2 \cdot S_d(T_1) \cdot d_2^{x(T_1)} \cdot p_1^y = 344148 \cdot 0,03 \cdot 0,0062 \cdot 22,597 = 1446,47 \text{ kg}$$

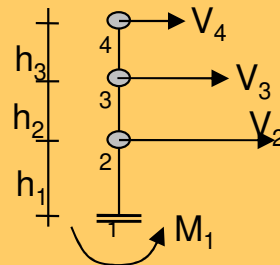
$$V_2^{x(T_1)-sisma(y)} = F_3^{x(T_1)-sisma(y)} + F_4^{x(T_1)-sisma(y)} + F_2^{x(T_1)-sisma(y)} = 9552,58 \text{ kg}$$

momento di asse "y" (= 2 nel rif. loc.) alla base della mensola

$$M_1^{y(T_1)-sisma(x)} = -(F_4^{x(T_1)} \cdot h_4 + F_3^{x(T_1)} \cdot h_3 + F_2^{x(T_1)} \cdot h_2) = -(2727,20 \cdot 11,43 + 2424,09 \cdot 8,18 + 919,20 \cdot 4,59) = -55220,08 \text{ kgm}$$

$$M_2^{y(T_1)-sisma(y)} = F_4^{x(T_1)} \cdot h_4 + F_3^{x(T_1)} \cdot h_3 + F_2^{x(T_1)} \cdot h_2 = -(4291,54 \cdot 11,43 + 3814,57 \cdot 8,18 + 1446,47 \cdot 4,59) = -86894,78 \text{ kgm}$$

| RISULTATI : SISMA DIR. 1 MODO 1 : SOLLECITAZIONI PILASTRI | | | | | | | |
|---|-------------|--------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| ELEM. n.ro | ascissa (m) | N (Kg) | V2 (Kg) | V3 (Kg) | T (Kg*m) | M2 (Kg*m) | M3 (Kg*m) |
| 1 | 0.00 | -0.0 | 9549.6 | 6068.5 | 0.0 | -55213.3 | 86885.3 |
| 1 | 4.59 | -0.0 | 9549.6 | 6068.5 | 0.0 | -27358.9 | 43052.7 |
| 2 | 0.00 | 0.0 | 8103.7 | 5149.7 | 0.0 | -27358.9 | 43052.7 |
| 2 | 3.59 | 0.0 | 8103.7 | 5149.7 | 0.0 | -8871.6 | 13960.6 |
| 3 | 0.00 | -0.0 | 4295.6 | 2729.7 | 0.0 | -8871.6 | 13960.6 |
| 3 | 3.25 | -0.0 | 4295.6 | 2729.7 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |



| RISULTATI : SISMA DIR. 2 MODO 1 : SOLLECITAZIONI PILASTRI | | | | | | | |
|---|-------------|--------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| ELEM. n.ro | ascissa (m) | N (Kg) | V2 (Kg) | V3 (Kg) | T (Kg*m) | M2 (Kg*m) | M3 (Kg*m) |
| 1 | 0.00 | -0.0 | 15027.5 | 9549.6 | 0.0 | -86885.3 | 136725.3 |
| 1 | 4.59 | -0.0 | 15027.5 | 9549.6 | 0.0 | -43052.7 | 67749.1 |
| 2 | 0.00 | 0.0 | 12752.2 | 8103.7 | 0.0 | -43052.7 | 67749.1 |
| 2 | 3.59 | 0.0 | 12752.2 | 8103.7 | 0.0 | -13960.6 | 21968.8 |
| 3 | 0.00 | -0.0 | 6759.6 | 4295.6 | 0.0 | -13960.6 | 21968.8 |
| 3 | 3.25 | -0.0 | 6759.6 | 4295.6 | 0.0 | -0.0 | -0.0 |

§_x = SISMA LUNGO LA DIREZ. "x" (= "3")

§_y = SISMA LUNGO LA DIREZ. "y" (= "2")

COMPONENTI LUNGO "y" (=2 nel rif. locale)

$$F_4^{y(T_1)-sisma(x)} = W_4 \cdot S_d(T_1) \cdot d_4^{y(T_1)} \cdot p_1^x = 228540 \cdot 0,03 \cdot 0,0435 \cdot 14,36 = 4282,79 \text{ kg}$$

$$V_4^{y(T_1)-sisma(x)} = F_4^{y(T_1)-sisma(x)} = 4282,79 \text{ kg}$$

$$F_3^{y(T_1)-sisma(x)} = W_3 \cdot S_d(T_1) \cdot d_3^{y(T_1)} \cdot p_1^x = 336944 \cdot 0,03 \cdot 0,0262 \cdot 14,36 = 3803,07 \text{ kg}$$

$$V_3^{y(T_1)-sisma(x)} = F_4^{y(T_1)-sisma(x)} + F_3^{y(T_1)-sisma(x)} = 8085,86 \text{ kg}$$

$$F_2^{y(T_1)-sisma(x)} = W_2 \cdot S_d(T_1) \cdot d_2^{y(T_1)} \cdot p_1^x = 344148 \cdot 0,03 \cdot 0,0098 \cdot 14,36 = 1452,94 \text{ kg}$$

$$V_2^{y(T_1)-sisma(x)} = F_4^{y(T_1)-sisma(x)} + F_3^{y(T_1)-sisma(x)} + F_2^{y(T_1)-sisma(x)} = 9538,79 \text{ kg}$$

COMPONENTI LUNGO "y" (=2 nel rif. locale)

$$F_4^{y(T_1)-sisma(y)} = W_4 \cdot S_d(T_1) \cdot d_4^{y(T_1)} \cdot p_1^y = 228540 \cdot 0,03 \cdot 0,0435 \cdot 22,597 = 6739,43 \text{ kg}$$

$$V_4^{y(T_1)-sisma(y)} = F_4^{y(T_1)-sisma(y)} = 6739,43 \text{ kg}$$

$$F_3^{y(T_1)-sisma(y)} = W_3 \cdot S_d(T_1) \cdot d_3^{y(T_1)} \cdot p_1^y = 336944 \cdot 0,03 \cdot 0,0262 \cdot 22,597 = 5984,54 \text{ kg}$$

$$V_3^{y(T_1)-sisma(y)} = F_4^{y(T_1)-sisma(y)} + F_3^{y(T_1)-sisma(y)} = 12723,97 \text{ kg}$$

$$F_2^{y(T_1)-sisma(y)} = W_2 \cdot S_d(T_1) \cdot d_2^{y(T_1)} \cdot p_1^y = 344148 \cdot 0,03 \cdot 0,0098 \cdot 22,597 = 2286,35 \text{ kg}$$

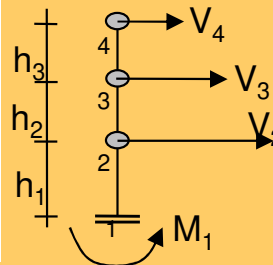
$$V_2^{y(T_1)-sisma(y)} = F_4^{y(T_1)-sisma(y)} + F_3^{y(T_1)-sisma(y)} + F_2^{y(T_1)-sisma(y)} = 15010,32 \text{ kg}$$

momento di asse "x" (= 3 nel rif. loc.) alla base della mensola

$$M_1^{x(T_1)-sisma(x)} = F_4^{y(T_1)} \cdot h_4 + F_3^{y(T_1)} \cdot h_3 + F_2^{y(T_1)} \cdot h_2 = 4282,27 \cdot 11,43 + 3803,07 \cdot 8,18 + 1452,94 \cdot 4,59 = 86730,40 \text{ kgm}$$

$$M_1^{x(T_1)-sisma(y)} = F_4^{y(T_1)} \cdot h_4 + F_3^{y(T_1)} \cdot h_3 + F_2^{y(T_1)} \cdot h_2 = 6739,43 \cdot 11,43 + 5984,54 \cdot 8,18 + 2286,35 \cdot 4,59 = 136479,56 \text{ kgm}$$

| RISULTATI : SISMA DIR. 1 MODO 1 : SOLLECITAZIONI PILASTRI | | | | | | | |
|---|-------------|--------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| ELEM. n.ro | ascissa (m) | N (Kg) | V2 (Kg) | V3 (Kg) | T (Kg*m) | M2 (Kg*m) | M3 (Kg*m) |
| 1 | 0.00 | -0.0 | 9549.6 | 6068.5 | 0.0 | -55213.3 | 86885.3 |
| 1 | 4.59 | -0.0 | 9549.6 | 6068.5 | 0.0 | -27358.9 | 43052.7 |
| 2 | 0.00 | 0.0 | 8103.7 | 5149.7 | 0.0 | -27358.9 | 43052.7 |
| 2 | 3.59 | 0.0 | 8103.7 | 5149.7 | 0.0 | -8871.6 | 13960.6 |
| 3 | 0.00 | -0.0 | 4295.6 | 2729.7 | 0.0 | -8871.6 | 13960.6 |
| 3 | 3.25 | -0.0 | 4295.6 | 2729.7 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |



| RISULTATI : SISMA DIR. 2 MODO 1 : SOLLECITAZIONI PILASTRI | | | | | | | |
|---|-------------|--------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| ELEM. n.ro | ascissa (m) | N (Kg) | V2 (Kg) | V3 (Kg) | T (Kg*m) | M2 (Kg*m) | M3 (Kg*m) |
| 1 | 0.00 | -0.0 | 15027.5 | 9549.6 | 0.0 | -86885.3 | 136725.3 |
| 1 | 4.59 | -0.0 | 15027.5 | 9549.6 | 0.0 | -43052.7 | 67749.1 |
| 2 | 0.00 | 0.0 | 12752.2 | 8103.7 | 0.0 | -43052.7 | 67749.1 |
| 2 | 3.59 | 0.0 | 12752.2 | 8103.7 | 0.0 | -13960.6 | 21968.8 |
| 3 | 0.00 | -0.0 | 6759.6 | 4295.6 | 0.0 | -13960.6 | 21968.8 |
| 3 | 3.25 | -0.0 | 6759.6 | 4295.6 | 0.0 | -0.0 | -0.0 |

DIAGRAMMI DELLE AZIONI INTERNE PER IL MODO 1

$S_x =$ SISMA LUNGO LA DIREZ. "x"

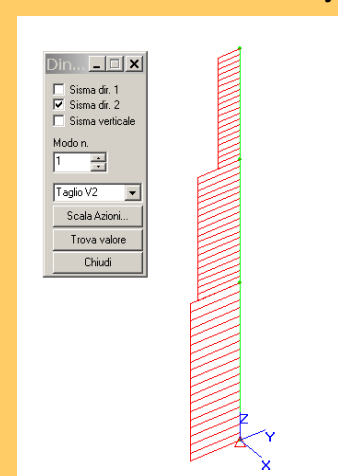
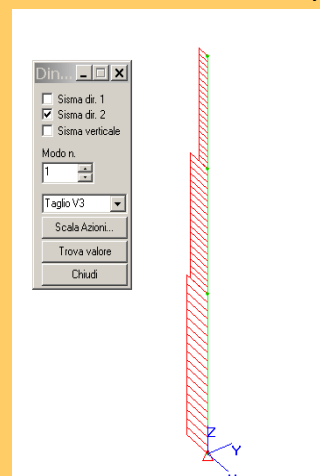
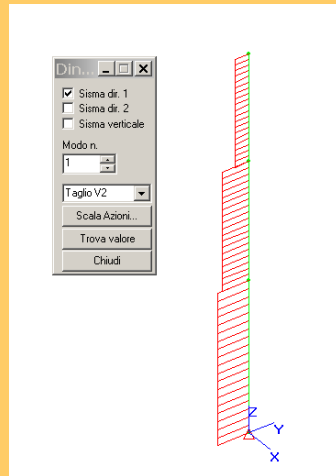
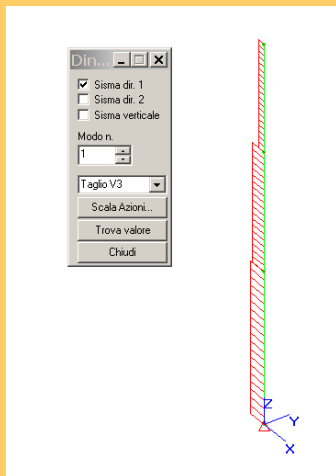
$S_y =$ SISMA LUNGO LA DIREZ. "y"

azione di taglio V_x

azione di taglio V_y

azione di taglio V_x

azione di taglio V_y

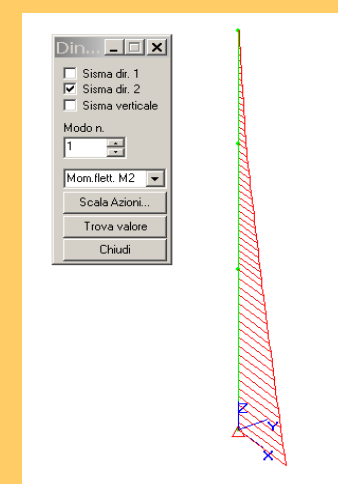
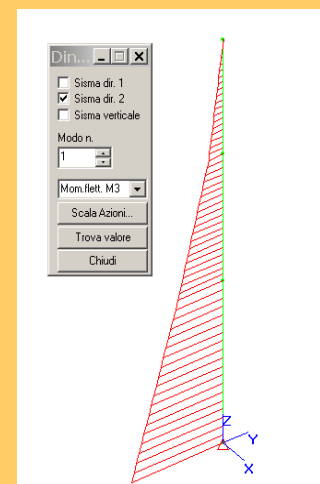
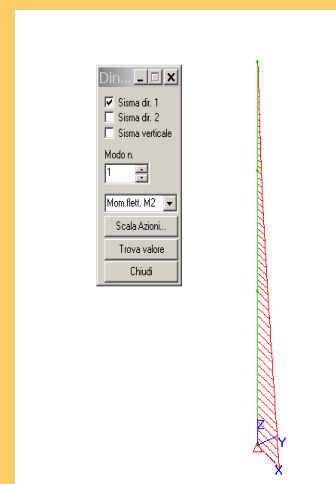
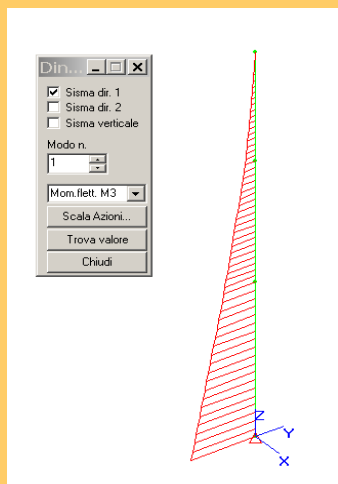


momento flettente M_x

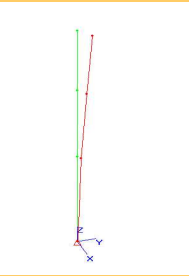
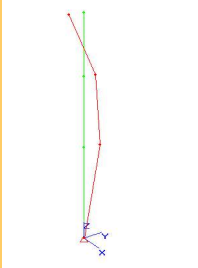
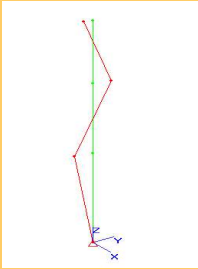
momento flettente M_y

momento flettente M_x

momento flettente M_y



VALORI EFFICACI DI "E" = M_x PER LE 2 AZIONI SISMICHE (SISMA x - SISMA y)

| MODI DI VIBRARE | $\xi_x = \text{SISMA DIR. } x$ | $\xi_y = \text{SISMA DIR. } y$ |
|---|---|---|
| <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 20px;"> <p>$T_1 = 2,36 \text{ s}$ $T_2 = 2,36 \text{ s}$</p> </div> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="margin-left: 20px;"> <p>(3 masse in fase)</p> </div> </div> | $M_x^{Sx}(T_1)$ $M_x^{Sx}(T_2)$ | $M_x^{Sy}(T_1)$ $M_x^{Sy}(T_2)$ |
| <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 20px;"> <p>$T_3 = 0,38 \text{ s}$ $T_4 = 0,38 \text{ s}$</p> </div> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="margin-left: 20px;"> <p>(2 masse in fase)</p> </div> </div> | $M_x^{Sx}(T_3)$ $M_x^{Sx}(T_4)$ | $M_x^{Sy}(T_3)$ $M_x^{Sy}(T_4)$ |
| <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 20px;"> <p>$T_5 = 0,14 \text{ s}$ $T_6 = 0,14 \text{ s}$</p> </div> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="margin-left: 20px;"> <p>(no masse in fase)</p> </div> </div> | $M_x^{Sx}(T_5)$ $M_x^{Sx}(T_6)$ ↓ | $M_x^{Sy}(T_5)$ $M_x^{Sy}(T_6)$ ↓ |
| <p>pto 7.3.5. D.M. 17/01/18 VALORI EFFICACI (O "EXTRAMODALI") →</p> | <div style="border: 2px solid red; padding: 5px; display: inline-block;"> $M_x^{Sx} = \sqrt{(M_{x,T1}^{Sx})^2 + \dots + (M_{x,T6}^{Sx})^2}$ </div> | <div style="border: 2px solid red; padding: 5px; display: inline-block;"> $M_x^{Sy} = \sqrt{(M_{x,T1}^{Sy})^2 + \dots + (M_{x,T6}^{Sy})^2}$ </div> |

SOLLECITAZIONI TOTALI ALLA BASE DELLA MENSOLA EQUIVALENTE

VALORI EFFICACI DELLE 2 AZIONI SISMICHE (SISMA x - SISMA y)

esempio:
 "E" = M_x
 (N = n° modi
 per eccitare
 85% massa)

| $S_x = \text{SISMA DIREZ. } x$ | $S_y = \text{SISMA DIREZ. } y$ |
|---|---|
| $M_x^{Sx} = \sqrt{(M_x^{T_1, Sx})^2 + \dots + (M_x^{T_N, Sx})^2}$ | $M_x^{Sy} = \sqrt{(M_x^{T_1, Sy})^2 + \dots + (M_x^{T_N, Sy})^2}$ |

7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

DETERMINAZIONE DEGLI EFFETTI TOTALI MEDIANTE COMBINAZIONE DEI VALORI EFFICACI S_x E S_y

effetti sismici "E":

$$N_{z,E} = N_z^{Sx} \pm 0,30 \cdot N_z^{Sy} \quad \text{oppure} \quad N_z^{Sy} \pm 0,30 \cdot N_z^{Sx}$$

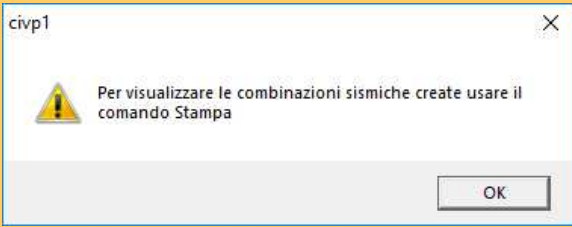
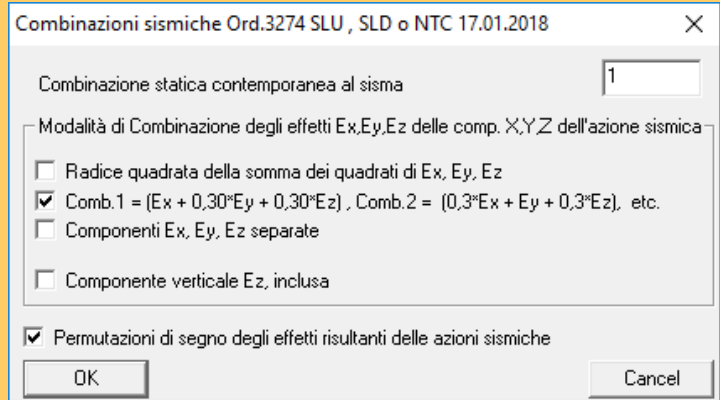
$$M_{x,E} = M_x^{Sx} \pm 0,30 \cdot M_x^{Sy} \quad \text{oppure} \quad M_x^{Sy} \pm 0,30 \cdot M_x^{Sx}$$

$$M_{y,E} = M_y^{Sx} \pm 0,30 \cdot M_y^{Sy} \quad \text{oppure} \quad M_y^{Sy} \pm 0,30 \cdot M_y^{Sx}$$

$$V_{x,E} = V_x^{Sx} \pm 0,30 \cdot V_x^{Sy} \quad \text{oppure} \quad V_x^{Sy} \pm 0,30 \cdot V_x^{Sx}$$

$$V_{y,E} = V_y^{Sx} \pm 0,30 \cdot V_y^{Sy} \quad \text{oppure} \quad V_y^{Sy} \pm 0,30 \cdot V_y^{Sx}$$

EFFETTI TOTALI "E_{TOT}": COMBINAZIONE TRA I VALORI EFFICACI DI SISMA x + SISMA y



$$V_x^{Sx} = 26767,7 \text{ kg} \quad \longleftrightarrow \quad V_y^{Sx} = 15891,7 \text{ kg}$$

$$V_x^{Sy} = 15891,7 \text{ kg} \quad \longleftrightarrow \quad V_y^{Sy} = 26767,7 \text{ kg}$$

$$M_x^{Sx} = 125044,8 \text{ kgm} \quad \longleftrightarrow \quad M_x^{Sy} = 158797,7 \text{ kgm}$$

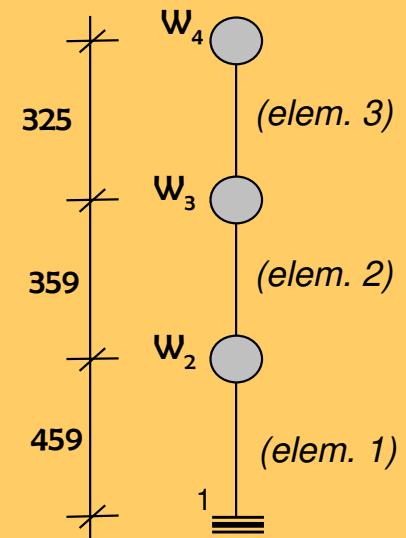
$$M_y^{Sx} = 158797,7 \text{ kgm} \quad \longleftrightarrow \quad M_y^{Sy} = 125044,8 \text{ kgm}$$

$$V_x^E = V_x^{Sx} + 0,3 \cdot V_x^{Sy} = 31535,21 \text{ kg} \quad \longleftrightarrow \quad V_x^E = 0,3 \cdot V_x^{Sx} + V_x^{Sy} = 23922,01 \text{ kg}$$

$$V_y^E = V_y^{Sx} + 0,3 \cdot V_y^{Sy} = 23922,01 \text{ kg} \quad \longleftrightarrow \quad V_y^E = 0,3 \cdot V_y^{Sx} + V_y^{Sy} = 31535,21 \text{ kg}$$

$$M_x^E = M_x^{Sx} + 0,3 \cdot M_x^{Sy} = 172684,11 \text{ kgm} \quad \longleftrightarrow \quad M_x^E = 0,3 \cdot M_x^{Sx} + M_x^{Sy} = 196311,14 \text{ kgm}$$

$$M_y^E = M_y^{Sx} + 0,3 \cdot M_y^{Sy} = 196311,14 \text{ kgm} \quad \longleftrightarrow \quad M_y^E = 0,3 \cdot M_y^{Sx} + M_y^{Sy} = 172684,11 \text{ kgm}$$



AZIONI INTERNE DELLA COMBINAZIONE STATICA CONTEMPORANEA

| | | N_x | V_y | V_x | T | M_y | M_x |
|--|---------|-----------|-------|-------|--------|--------|--------|
| ===== | | | | | | | |
| RISULTATI : COMBINAZIONE 1 : SOLLECITAZIONI PILASTRI | | | | | | | |
| ===== | | | | | | | |
| ELEM. | ascissa | N | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
| n.ro | (m) | (Kg) | (Kg) | (Kg) | (Kgxm) | (Kgxm) | (Kgxm) |
| 1 | 0.00 | -900000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1 | 4.59 | -900000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 0.00 | -566000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 3.59 | -566000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | 0.00 | -229000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | 3.25 | -229000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Nel caso esaminato non si è considerata per semplicità nessuna eccentricità accidentale dei carichi.

PERMUTAZIONI DEGLI EFFETTI SISMICI E COMBINAZIONE CON LA STATICA CONTEMPORANEA

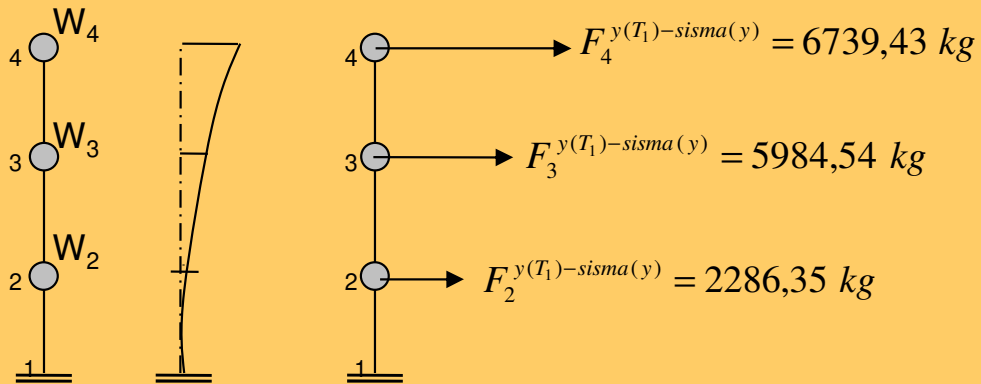
| COMBINAZIONI SISMICHE PILASTRI PER ANALISI DINAMICA | | |
|---|---------------|------------------------------|
| COMB. | COMB. STATICA | PERMUTAZIONI EFFETTI SISMICI |
| n.ro | CONTEMPORANEA | |
| 10 | 1 | +N +E2 +E3 (SISMA DIR. 1) |
| 11 | 1 | +N +E2 -E3 (SISMA DIR. 1) |
| 12 | 1 | +N -E2 -E3 (SISMA DIR. 1) |
| 13 | 1 | +N -E2 +E3 (SISMA DIR. 1) |
| 14 | 1 | -N +E2 +E3 (SISMA DIR. 1) |
| 15 | 1 | -N +E2 -E3 (SISMA DIR. 1) |
| 16 | 1 | -N -E2 -E3 (SISMA DIR. 1) |
| 17 | 1 | -N -E2 +E3 (SISMA DIR. 1) |
| 18 | 1 | +N +E2 +E3 (SISMA DIR. 2) |
| 19 | 1 | +N +E2 -E3 (SISMA DIR. 2) |
| 20 | 1 | +N -E2 -E3 (SISMA DIR. 2) |
| 21 | 1 | +N -E2 +E3 (SISMA DIR. 2) |
| 22 | 1 | -N +E2 +E3 (SISMA DIR. 2) |
| 23 | 1 | -N +E2 -E3 (SISMA DIR. 2) |
| 24 | 1 | -N -E2 -E3 (SISMA DIR. 2) |
| 25 | 1 | -N -E2 +E3 (SISMA DIR. 2) |

| | | N_x | V_y | V_x | T | M_y | M_x |
|--|---------|-----------|---------|---------|--------|-----------|-----------|
| ===== | | | | | | | |
| RISULTATI: SISMA DIR. 1 COMB. SISMICHE: SOLLECITAZIONI PILASTRI CON PERMUTAZIONI | | | | | | | |
| ===== | | | | | | | |
| ELEM. / | ascissa | N | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
| PERM. | (m) | (Kg) | (Kg) | (Kg) | (Kgxm) | (Kgxm) | (Kgxm) |
| 1 1 | 0.00 | -900000.0 | 15891.7 | 26767.7 | 0.0 | 158797.7 | 125044.8 |
| 1 2 | 0.00 | -900000.0 | 15891.7 | 26767.7 | 0.0 | 158797.7 | -125044.8 |
| 1 3 | 0.00 | -900000.0 | 15891.7 | 26767.7 | 0.0 | -158797.7 | -125044.8 |
| 1 4 | 0.00 | -900000.0 | 15891.7 | 26767.7 | 0.0 | -158797.7 | 125044.8 |
| 1 5 | 0.00 | -900000.0 | 15891.7 | 26767.7 | 0.0 | 158797.7 | 125044.8 |
| 1 6 | 0.00 | -900000.0 | 15891.7 | 26767.7 | 0.0 | 158797.7 | -125044.8 |
| 1 7 | 0.00 | -900000.0 | 15891.7 | 26767.7 | 0.0 | -158797.7 | -125044.8 |
| 1 8 | 0.00 | -900000.0 | 15891.7 | 26767.7 | 0.0 | -158797.7 | 125044.8 |

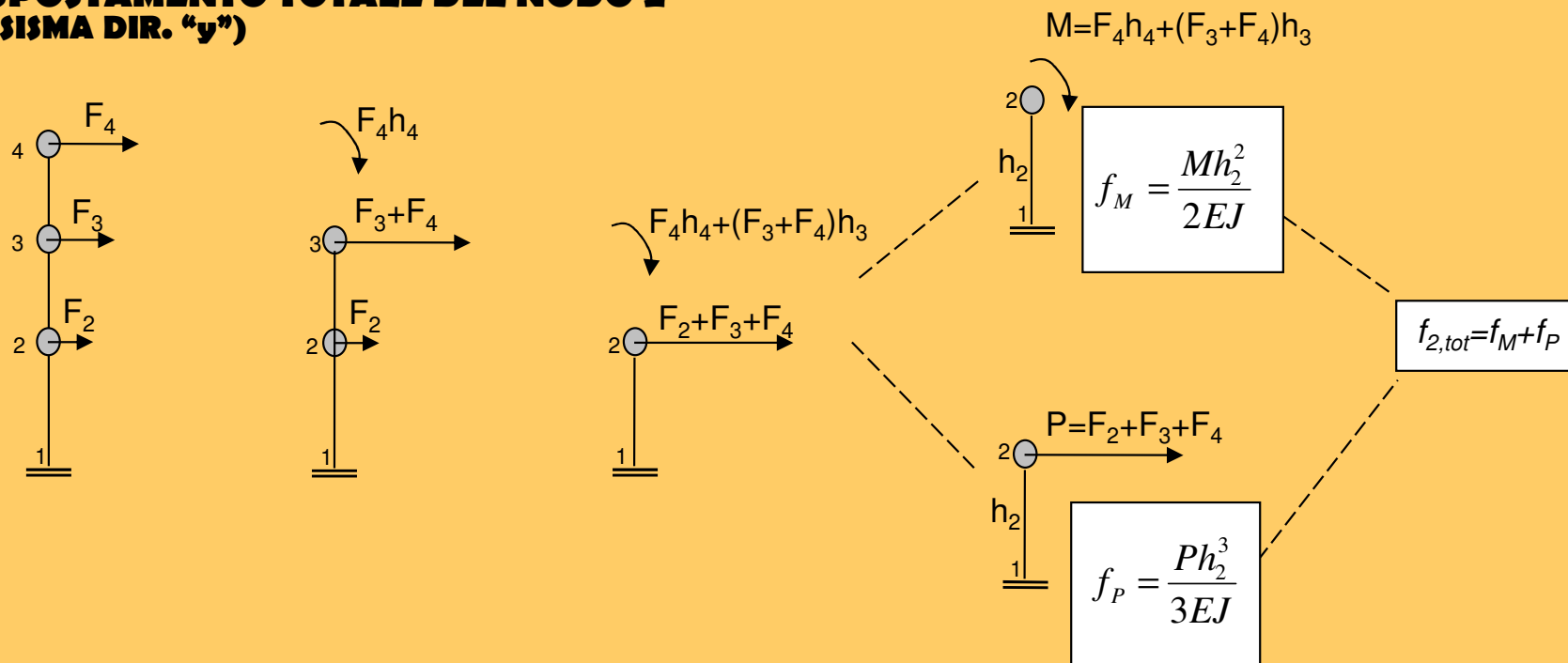
| | | N_x | V_y | V_x | T | M_y | M_x |
|--|---------|-----------|---------|---------|--------|-----------|-----------|
| ===== | | | | | | | |
| RISULTATI: SISMA DIR. 2 COMB. SISMICHE: SOLLECITAZIONI PILASTRI CON PERMUTAZIONI | | | | | | | |
| ===== | | | | | | | |
| ELEM. / | ascissa | N | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
| PERM. | (m) | (Kg) | (Kg) | (Kg) | (Kgxm) | (Kgxm) | (Kgxm) |
| 1 1 | 0.00 | -900000.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | 125044.7 | 158797.8 |
| 1 2 | 0.00 | -900000.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | 125044.7 | -158797.8 |
| 1 3 | 0.00 | -900000.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | -125044.7 | -158797.8 |
| 1 4 | 0.00 | -900000.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | -125044.7 | 158797.8 |
| 1 5 | 0.00 | -900000.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | 125044.7 | 158797.8 |
| 1 6 | 0.00 | -900000.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | 125044.7 | -158797.8 |
| 1 7 | 0.00 | -900000.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | -125044.7 | -158797.8 |
| 1 8 | 0.00 | -900000.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | -125044.7 | 158797.8 |

SISMA "y": VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI ALLO S.L.V. / S.L.D.

MODO 1: CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI ALLO S.L.V.



SPOSTAMENTO TOTALE DEL NODO 2 (SISMA DIR. "y")



Par. 7.3.3.3 D.M. 17/01/18: «Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo **S.L.V.** si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori di d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c \quad [7.3.9]$$

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

$$\Rightarrow f_{2,tot} = \frac{1}{150000 \left(\frac{101^4}{12} \right)} \cdot \left[\frac{[6739,42 \cdot (359 + 325) + 5984,54 \cdot 359] \cdot 459^2}{2} + \frac{(6739,43 + 5984,54 + 2286,35) \cdot 459^3}{3} \right]$$

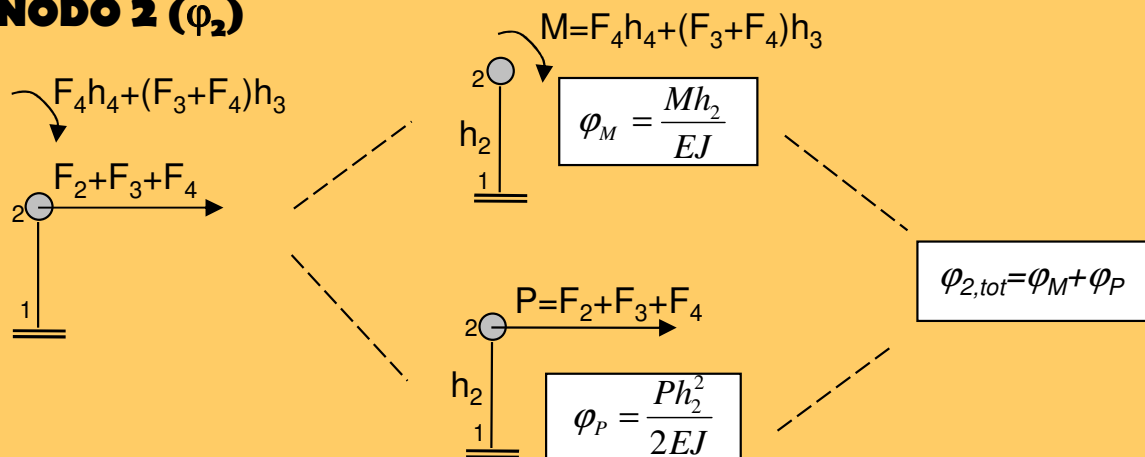
$$= 0,92 \text{ cm} \rightarrow \text{per } q = 2,5 \rightarrow f_{2,tot} = 3,45 \text{ cm}$$

sisma dir. "y"

RISULTATI : SISMA DIR. 2 MODO 1 : SPOSTAMENTI E ROTAZIONI NODALI

| NODO n.ro | Tx (cm) | Ty (cm) | Tz (cm) | Rx (gradi) | Ry (gradi) | Rz (gradi) |
|--------------|------------|------------|------------|---------------|---------------|---------------|
| 1 | -0.0000 | 0.0000 | -0.0000 | -0.0000 | -0.0000 | 0.0000 |
| 2 | -2.1955 | 3.4549 | -0.0000 | -0.7753 | -0.4927 | 0.0000 |
| 3 | -5.9024 | 9.2882 | 0.0000 | -1.0414 | -0.6618 | 0.0000 |
| 4 | -9.7979 | 15.4183 | -0.0000 | -1.1004 | -0.6993 | 0.0000 |

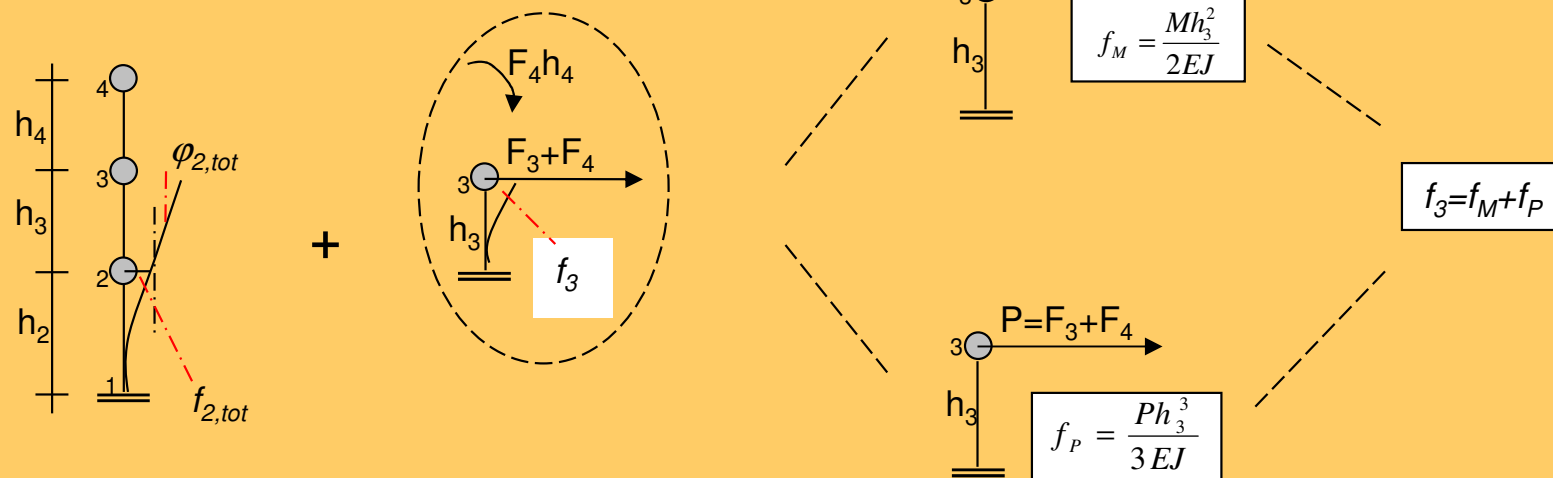
ROTAZIONE DEL NODO 2 (φ_2) (SISMA DIR. "y")



$$\Rightarrow \varphi_{2,tot} = \frac{1}{150000 \left(\frac{101^4}{12} \right)} \left[\frac{[6739,43 \cdot (359 + 325) + 5984,54 \cdot 359] \cdot 459 + (6739,43 + 5984,54 + 2286,35) \cdot 459^2}{2} \right] =$$

$$= 0,0036 \rightarrow \text{per } q = 2,5 \rightarrow \varphi_{2,tot} = 0,0135$$

SPOSTAMENTO TOTALE DEL NODO 3 (SISMA DIR. "y")



$$\Rightarrow f_{3,tot} = f_{2,tot} + \varphi_{2,tot} \cdot h_3 + f_3$$

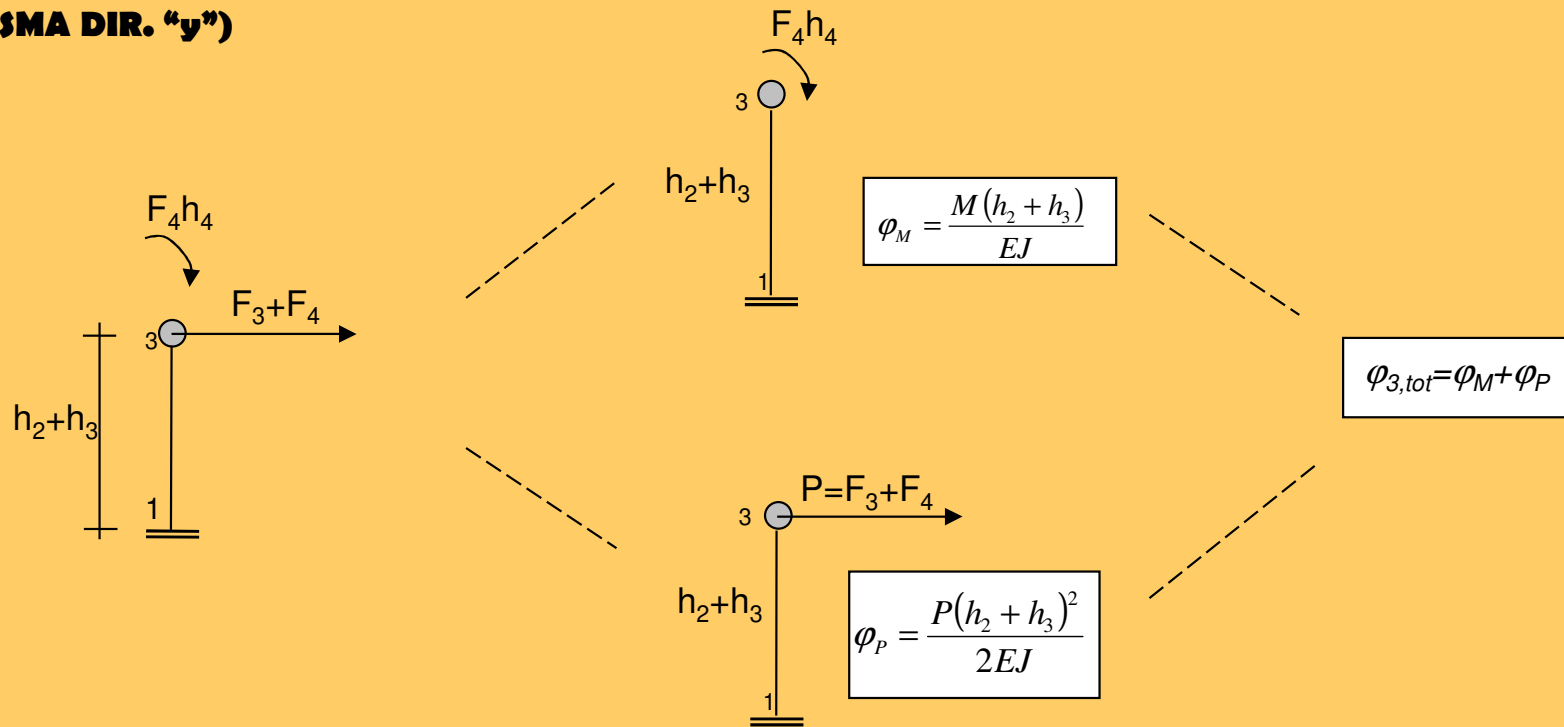
$$f_3 = \frac{1}{150000 \left(\frac{101^4}{12} \right)} \left[\frac{(6739,43 \cdot 325) \cdot 359^2}{2} + \frac{(6739,43 + 5984,54) \cdot 359^3}{3} \right] = 0,2593 \text{ cm} \quad (xq = 0,9726 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow f_{3,tot} = 3,45 + 0,0135 \cdot 359 + 0,9726 = 9,27 \text{ cm}$$

sisma dir. "y"

| RISULTATI : SISMA DIR. 2 MODO 1 : SPOSTAMENTI E ROTAZIONI NODALI | | | | | | |
|--|------------|------------|------------|---------------|---------------|---------------|
| NODO n. ro | Tx (cm) | Ty (cm) | Tz (cm) | Rx (gradi) | Ry (gradi) | Rz (gradi) |
| 1 | -0.0000 | 0.0000 | -0.0000 | -0.0000 | -0.0000 | 0.0000 |
| 2 | -2.1955 | 3.4549 | -0.0000 | -0.7753 | -0.4927 | 0.0000 |
| 3 | -5.9024 | 9.2882 | 0.0000 | -1.0414 | -0.6618 | 0.0000 |
| 4 | -9.7979 | 15.4183 | -0.0000 | -1.1004 | -0.6993 | 0.0000 |

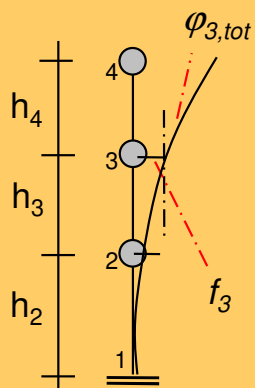
ROTAZIONE DEL NODO 3 (φ_3)
(SISMA DIR. "y")



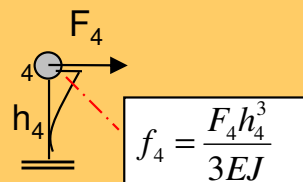
$$\Rightarrow \varphi_{3,tot} = \frac{1}{150000 \left(\frac{101^4}{12} \right)} \left[6739,43 \cdot (459 + 359) + \frac{(6739,43 + 5984,10) \cdot (359 + 459)^2}{2} \right] =$$

$$= 0,0033 \rightarrow \text{per } q \rightarrow \varphi_{3,tot} = 0,0033 \cdot 2,5 = 0,0123$$

SPOSTAMENTO TOTALE DEL NODO 4 (SISMA DIR. "y")



+



$$f_4 = \frac{F_4 h_4^3}{3EJ}$$

$$\Rightarrow f_{4,tot} = f_{3,tot} + \varphi_{3,tot} \cdot h_4 + f_4$$

$$f_4 = \frac{6739,42 \cdot 325^3}{3 \cdot 150000 \cdot \left(\frac{101^4}{12}\right)} = 0,0593 \text{ cm} \rightarrow \text{per } q \rightarrow f_4 = 0,0593 \cdot 2,5 = 0,2223 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_{4,tot} = 9,27 + 0,0123 \cdot 325 + 0,2223 = 15,35 \text{ cm}$$

sisma dir. "y"

RISULTATI : SISMA DIR. 2 MODO 1 : SPOSTAMENTI E ROTAZIONI NODALI

| NODO n.ro | Tx (cm) | Ty (cm) | Tz (cm) | Rx (gradi) | Ry (gradi) | Rz (gradi) |
|--------------|------------|------------|------------|---------------|---------------|---------------|
| 1 | -0.0000 | 0.0000 | -0.0000 | -0.0000 | -0.0000 | 0.0000 |
| 2 | -2.1955 | 3.4549 | -0.0000 | -0.7753 | -0.4927 | 0.0000 |
| 3 | -5.9024 | 9.2882 | 0.0000 | -1.0414 | -0.6618 | 0.0000 |
| 4 | -9.7979 | 15.4183 | -0.0000 | -1.1004 | -0.6993 | 0.0000 |

SISMA "y": VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO S.L.V.

MODO 1: EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Par. 7.3.1 D.M. 17/01/18:

<< Le non linearità geometriche (...) possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{Pd_{Er}}{Vh} < 0,1$$

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

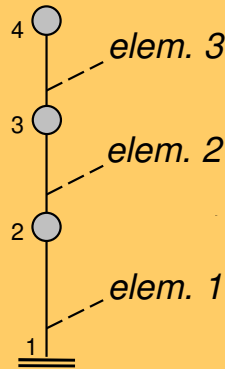
d_{Er} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante

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

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

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

θ non può comunque superare il valore 0,3 >>



sisma dir. "y"

RISULTATI : SISMA DIR. 2 VALORI EFFICACI : SPOSTAMENTI E ROTAZIONI NODALI

| NODO n.ro | Tx (cm) | Ty (cm) | Tz (cm) | Rx (gradi) | Ry (gradi) | Rz (gradi) |
|-----------|---------|---------|---------|------------|------------|------------|
| 1 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2 | 3.1209 | 3.8113 | 0.0000 | 0.8398 | 0.6975 | 0.0000 |
| 3 | 8.3501 | 10.0325 | 0.0000 | 1.1343 | 0.9380 | 0.0000 |
| 4 | 13.8596 | 16.6455 | 0.0000 | 1.2172 | 0.9946 | 0.0000 |

RISULTATI : SISMA DIR. 2 VALORI EFFICACI : SOLLECITAZIONI PILASTRI

| ELEM. n.ro | ascissa (m) | N (Kg) | V2 (Kg) | V3 (Kg) | T (Kgxm) | M2 (Kgxm) | M3 (Kgxm) |
|------------|-------------|--------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| 1 | 0.00 | 0.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | 125044.8 | 158797.7 |
| 1 | 4.59 | 0.0 | 26767.7 | 15891.7 | 0.0 | 62775.3 | 82803.1 |
| 2 | 0.00 | 0.0 | 14554.1 | 11584.1 | 0.0 | 62775.3 | 82803.1 |
| 2 | 3.59 | 0.0 | 14554.1 | 11584.1 | 0.0 | 25835.5 | 48638.9 |
| 3 | 0.00 | 0.0 | 14965.8 | 7949.4 | 0.0 | 25835.5 | 48638.9 |
| 3 | 3.25 | 0.0 | 14965.8 | 7949.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

VERIFICA ELEMENTO n. 3

$$\theta_3 = \frac{W_4 \cdot (d_4 - d_3)}{V_3 \cdot h_4} = \frac{228540 \cdot (16,64 - 10,03)}{14965,8 \cdot 325} = 0,31 > 0,30 \Rightarrow \text{NON VERIFICATO !!}$$

VERIFICA ELEMENTO n. 2

$$\theta_2 = \frac{(W_3 + W_4) \cdot (d_3 - d_2)}{(V_2 + V_3) \cdot h_2} = \frac{(329448 + 228540) \cdot (10,03 - 3,81)}{(14554,1 + 14965,8) \cdot 359} = 0,32 > 0,30 \Rightarrow \text{NON VERIFICATO !!}$$

VERIFICA ELEMENTO n. 1

$$\theta_1 = \frac{(W_2 + W_3 + W_4) \cdot d_1}{(V_1 + V_2 + V_3) \cdot h_1} = \frac{(336648 + 329448 + 228540) \cdot 3,81}{(26767,7 + 14554,1 + 14965,8) \cdot 459} = 0,13 \Rightarrow$$

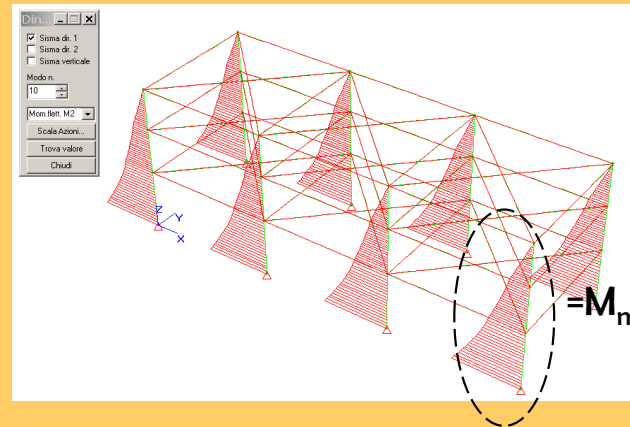
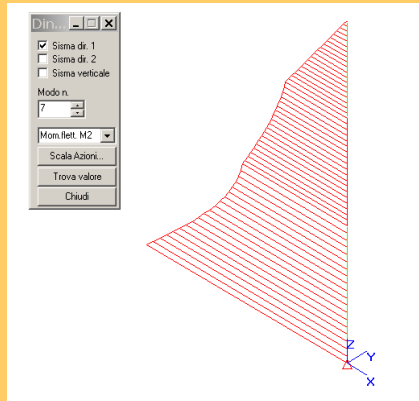
$$\Rightarrow 0,10 < \theta < 0,20 \Rightarrow M^{I+II} = \frac{M_{SLU}^I}{(1 - \theta)}$$

RELAZIONE TRA I VALORI EFFICACI DEI DUE MODELLI (per strutture simmetriche in pianta ed in elevazione)

SISMA x: VALORI EFFICACI MENSOLA EQUIVAL.

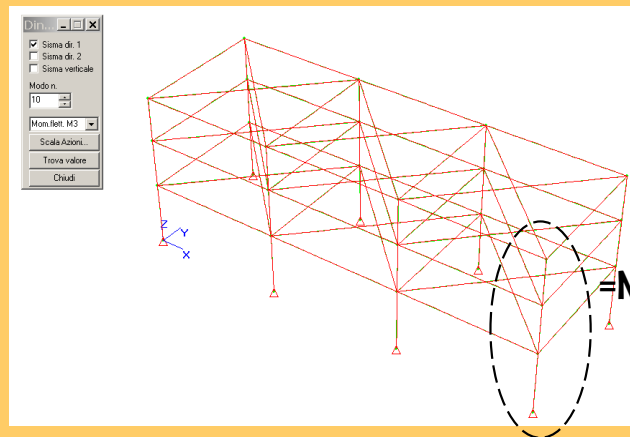
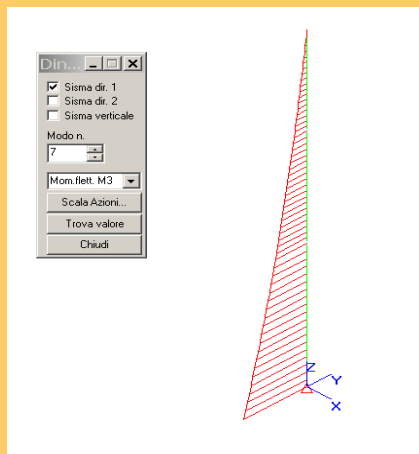
SISMA x: VALORI EFFICACI PALAZZINA

momento flettente $M_y (=M_2)$



$$=M_{\text{mens}}/(n^{\circ} \text{ pilastri}) = M_{\text{mens}}/8$$

momento flettente $M_x (=M_3)$



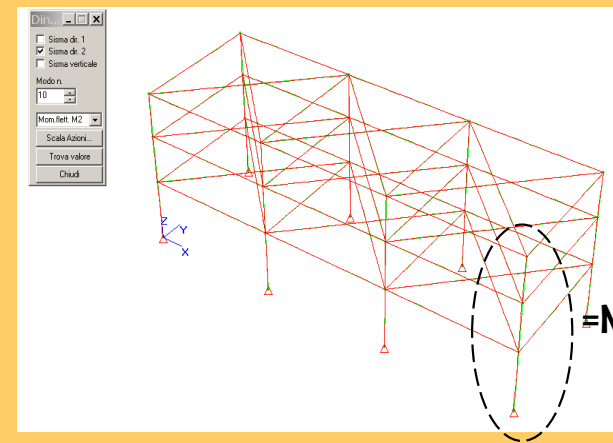
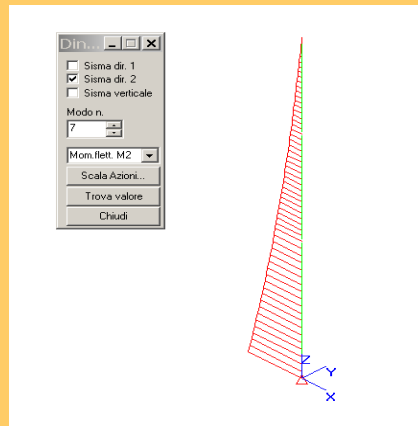
$$=M_{\text{mens}}/(n^{\circ} \text{ pilastri}) = M_{\text{mens}}/8$$

RELAZIONE TRA I VALORI EFFICACI DEI DUE MODELLI

SISMA y: VALORI EFFICACI MENSOLA EQUIVAL.

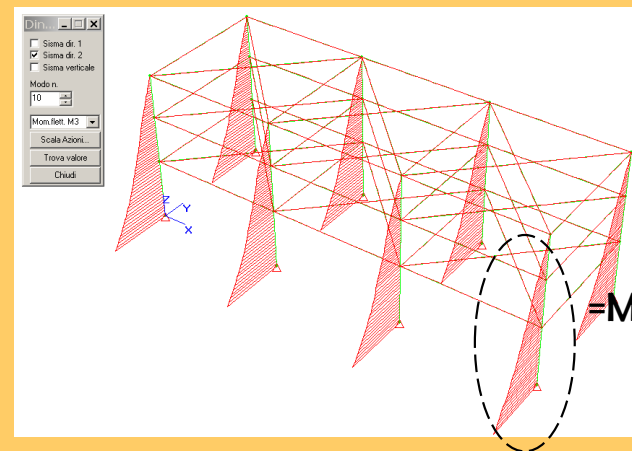
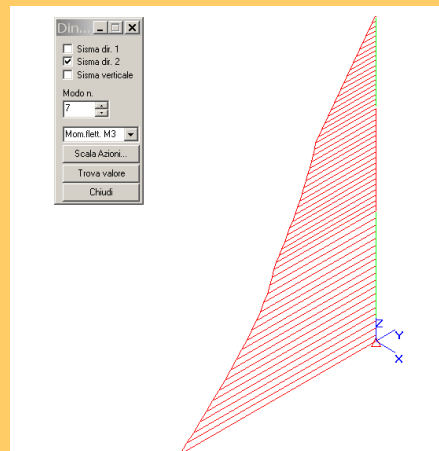
SISMA y: VALORI EFFICACI PALAZZINA

momento flettente $M_y (=M_2)$



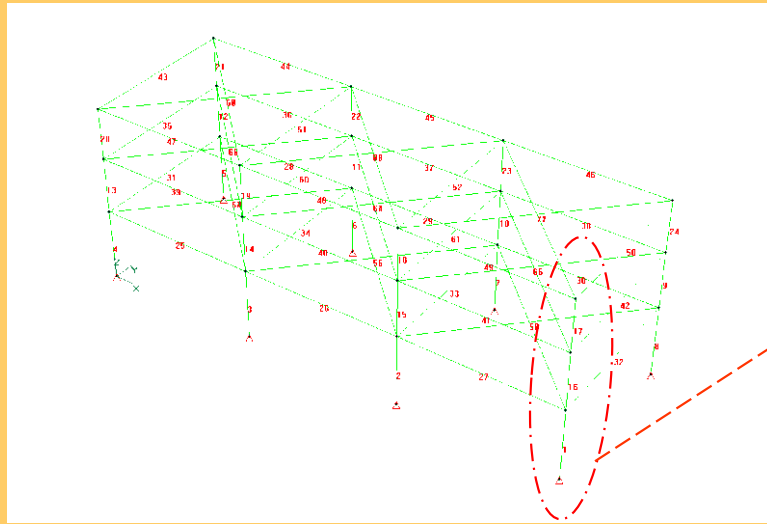
$$=M_{\text{mens}}/(\text{n}^\circ \text{ pilastri}) = M_{\text{mens}}/8$$

momento flettente $M_x (=M_3)$

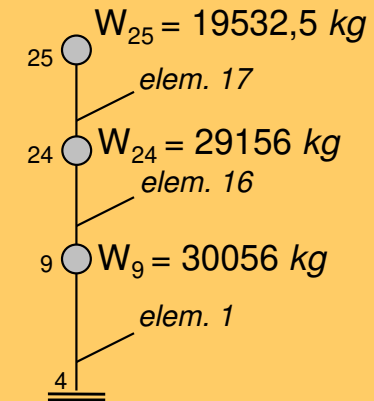


$$=M_{\text{mens}}/(\text{n}^\circ \text{ pilastri}) = M_{\text{mens}}/8$$

SISMA IN DIR. "y" SUL TELAIO: EFFETTI DEL SECONDO ORDINE ALLO S.L.U.



Si considerano solo i risultati di un pilastro



| RISULTATI : SISMA DIR. 2 VALORI EFFICACI : SOLLECITAZIONI PILASTRI | | | | | | | |
|--|-------------|--------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| ELEM. n.ro | ascissa (m) | N (Kg) | V2 (Kg) | V3 (Kg) | T (Kgxm) | M2 (Kgxm) | M3 (Kgxm) |
| 1 | 0.00 | 0.0 | 3718.4 | 147.2 | 0.0 | 398.2 | 25010.7 |
| 1 | 4.59 | 0.0 | 3718.4 | 147.2 | 0.0 | 286.7 | 12790.7 |
| 16 | 0.00 | 0.0 | 2254.6 | 110.8 | 0.0 | 286.7 | 12790.7 |
| 16 | 3.59 | 0.0 | 2254.6 | 110.8 | 0.0 | 338.1 | 6523.8 |
| 17 | 0.00 | 0.0 | 2007.3 | 104.0 | 0.0 | 338.1 | 6523.8 |
| 17 | 3.25 | 0.0 | 2007.3 | 104.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

| RISULTATI : SISMA DIR. 2 VALORI EFFICACI : SPOSTAMENTI E ROTAZIONI NODALI | | | | | | |
|---|---------|---------|---------|------------|------------|------------|
| NODO n.ro | Tx (cm) | Ty (cm) | Tz (cm) | Rx (gradi) | Ry (gradi) | Rz (gradi) |
| 9 | 0.0434 | 4.9183 | 0.0000 | 1.0920 | 0.0048 | 0.0000 |
| 24 | 0.0390 | 13.0622 | 0.0000 | 1.4727 | 0.0072 | 0.0000 |
| 25 | 0.0375 | 21.6853 | 0.0000 | 1.5714 | 0.0135 | 0.0000 |

VERIFICA ELEMENTO n. 17

$$\theta_{17} = \frac{W_{25} \cdot (d_{25} - d_{24})}{V_{17} \cdot h_4} = \frac{19532,5 \cdot (21,68 - 13,06)}{2007,3 \cdot 325} = 0,24 > 0,20 \quad \text{EFFETTO II ORDINE}$$

punto 7.3.1 D.M. 17/01/18:

$$\theta = \frac{Pd_{Er}}{Vh} < 0,1$$

VERIFICA ELEMENTO n. 16

$$\theta_{16} = \frac{(W_{24} + W_{25}) \cdot (d_{24} - d_9)}{(V_{16} + V_{17}) \cdot h_2} = \frac{(29156 + 19532,5) \cdot (13,06 - 4,92)}{(2254,6 + 2007,3) \cdot 359} = 0,26 > 0,20 \quad \text{EFFETTO II ORD.}$$

VERIFICA ELEMENTO n. 1

$$\theta_1 = \frac{(W_9 + W_{24} + W_{25}) \cdot d_9}{(V_1 + V_{16} + V_{17}) \cdot h_1} = \frac{(30056 + 29156 + 19532,5) \cdot 4,92}{(3718,4 + 2254,6 + 2007,3) \cdot 459} = 0,105 \geq 0,10 \quad \text{EFFETTO II ORD.}$$

TELAIO: VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ALLO S.L.D. (PILASTRI 60x60 cm)

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

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

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_i \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_i \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_i \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_i \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_i \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

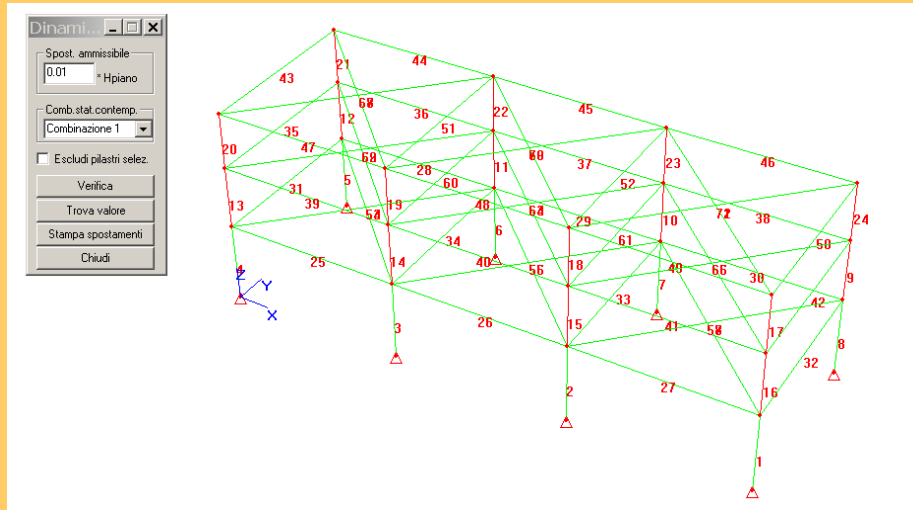
$$qd_i < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

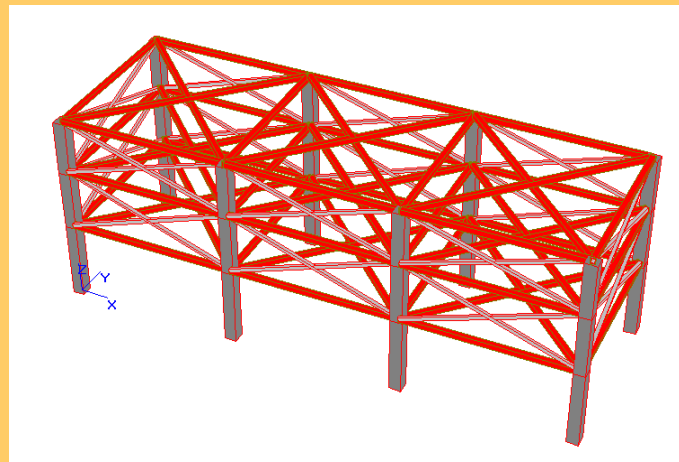
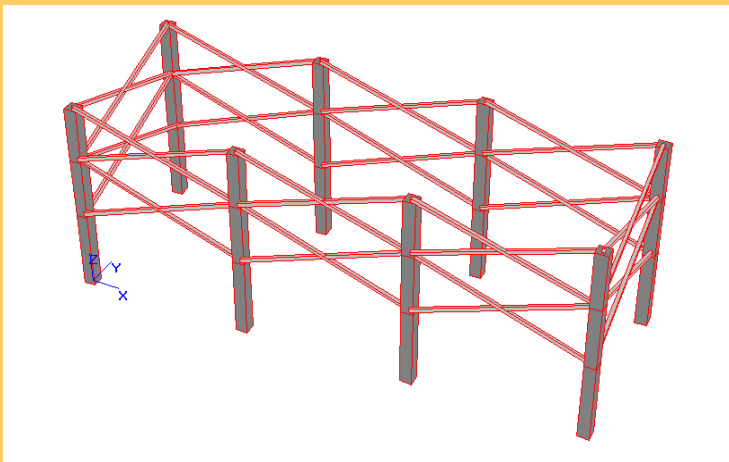
d_i è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non compressivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

IPOSTESI: $E = E_C/2 = 150000 \text{ kg/cm}^2$ (condiz. fessurate)

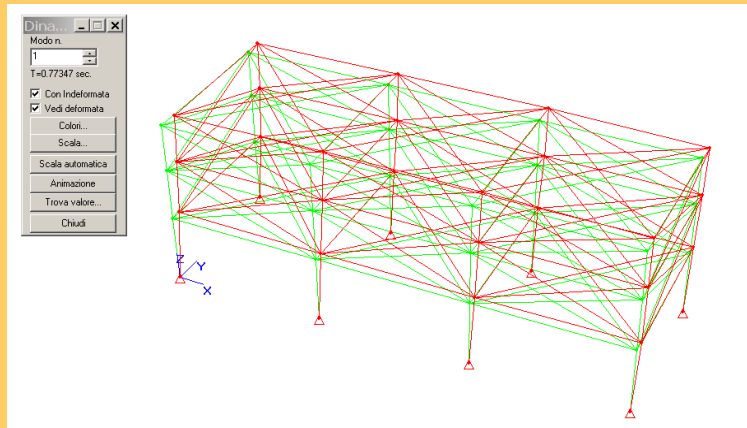


SCHEMA INTRODUZIONE DI PANNELLI DI CONTROVENTO NEL TELAI

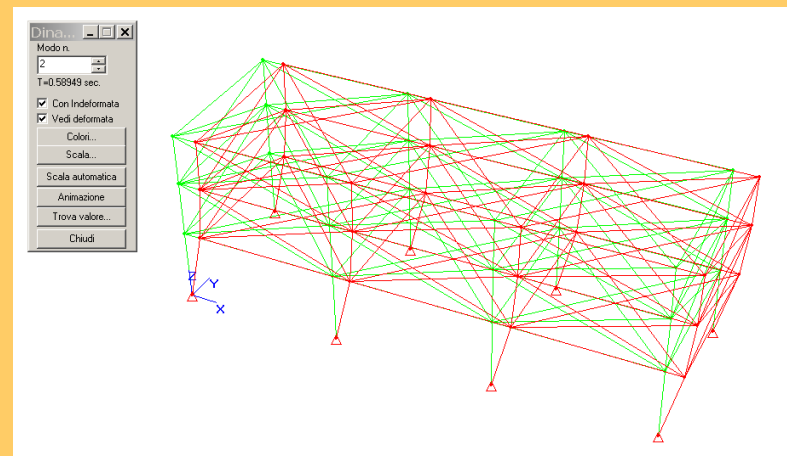


I VALORI DEI MODI DI VIBRARE SIGNIFICATIVI DELLA STRUTTURA “IRRIGIDITA” CON I PANNELLI CAMBIANO (SONO PIÙ PICCOLI)

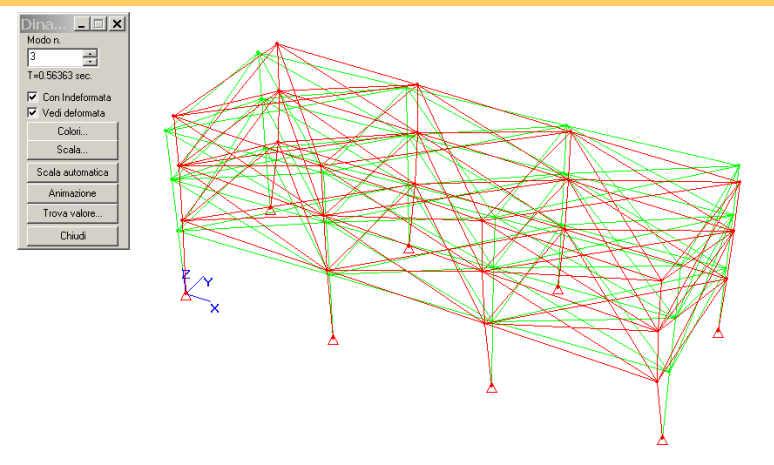
PRIMO MODO DI VIBRARE: $T_1 = 0.77$ s



SECONDO MODO DI VIBRARE: $T_2 = 0.59$ s

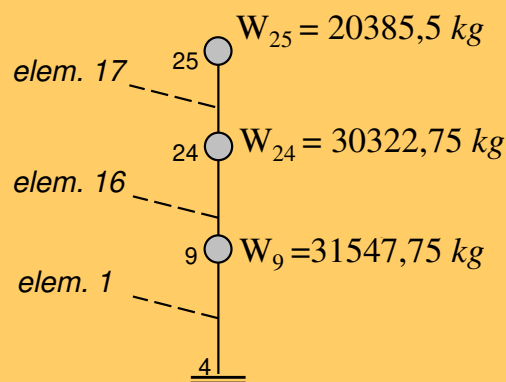


TERZO MODO DI VIBRARE: $T_3 = 0.56$ s



VERIFICA DI RESISTENZA ALLO S.L.V. (PILASTRI 60x60cm + CONTROVENTI)

SISMA "y": EFFETTI DEL SECONDO ORDINE PER LA PILASTRATA D'ANGOLO



$$\theta = \frac{Pd_{Er}}{Vh} < 0,1$$

| RISULTATI : SISMA DIR. 2 VALORI EFFICACI : SOLLECITAZIONI PILASTRI | | | | | | | |
|--|-------------|---------|---------|---------|----------|-----------|-----------|
| ELEM. | ascissa (m) | N (Kg) | V2 (Kg) | V3 (Kg) | T (Kgxm) | M2 (Kgxm) | M3 (Kgxm) |
| 1 | 0.00 | 21895.1 | 12954.5 | 951.6 | 0.0 | 2056.7 | 41771.9 |
| 1 | 4.59 | 21895.1 | 12954.5 | 951.6 | 0.0 | 2320.3 | 17699.1 |
| 16 | 0.00 | 14547.3 | 4396.6 | 696.8 | 0.0 | 2320.3 | 17699.1 |
| 16 | 3.59 | 14547.3 | 4396.6 | 696.8 | 0.0 | 458.6 | 1968.7 |
| 17 | 0.00 | 3997.5 | 605.7 | 141.1 | 0.0 | 458.6 | 1968.7 |
| 17 | 3.25 | 3997.5 | 605.7 | 141.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

| RISULTATI : SISMA DIR. 2 VALORI EFFICACI : SPOSTAMENTI E ROTAZIONI NODALI | | | | | | |
|---|---------|---------|---------|------------|------------|------------|
| NODO n.ro | Tx (cm) | Ty (cm) | Tz (cm) | Rx (gradi) | Ry (gradi) | Rz (gradi) |
| 9 | 0.0806 | 2.8909 | 0.0513 | 0.3961 | 0.0063 | 0.0000 |
| 24 | 0.0831 | 4.3732 | 0.0779 | 0.1463 | 0.0327 | 0.0000 |
| 25 | 0.2542 | 5.1134 | 0.0845 | 0.1257 | 0.0318 | 0.0000 |

VERIFICA ELEMENTO n. 17

$$\theta_{17} = \frac{W_{25} \cdot (d_{25} - d_{24})}{V_{17} \cdot h_4} = \frac{20385,5 \cdot (5,11 - 4,37)}{605,7 \cdot 325} = 0,08 < 0,1 \quad (\text{SÍ})$$

VERIFICA ELEMENTO n. 16

$$\theta_{16} = \frac{(W_{24} + W_{25}) \cdot (d_{24} - d_9)}{(V_{16} + V_{17}) \cdot h_2} = \frac{(30322,75 + 20385,5) \cdot (4,37 - 2,89)}{(4396,6 + 605,7) \cdot 359} = 0,04 < 0,1 \quad (\text{SÍ})$$

VERIFICA ELEMENTO n. 1

$$\theta_1 = \frac{(W_9 + W_{24} + W_{25}) \cdot d_1}{(V_1 + V_{16} + V_{17}) \cdot h_1} = \frac{(31547,75 + 30322,75 + 20385,5) \cdot 2,89}{(12954,5 + 4396,6 + 605,7) \cdot 459} = 0,03 < 0,1 \quad (\text{SÍ})$$

PROGETTAZIONE DEI PILASTRI IN CLASSE DI DUTTILITÀ ALTA (CD'A') O BASSA (CD'B')

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Par. 7.4.5.2.1 D.M. 17/01/18: MOMENTO FLETTENTE DI PROGETTO

Per la gerarchia delle resistenze i momenti flettenti di calcolo alla base di **pilastri prefabbricati** sono quelli derivanti dall'analisi sia per CD'A' che per CD'B' (combinazione tra gli effetti sismici e le azioni statiche contemporanee).

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_E Q_k \quad \text{combinazione statica contemporanea} \quad \begin{array}{l} E \quad \text{effetti sismici} \\ \end{array} \quad M_{sd(CDA,B)} = M_{sd} (E + G_{1k} + G_{2k} + \psi_E Q_k)$$

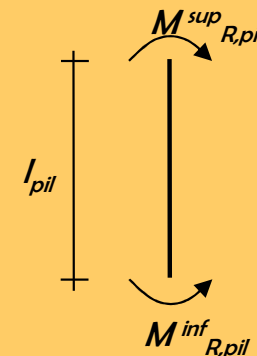
Par. 7.4.4.2.1 D.M. 17/01/18: SOLLECITAZIONE DI TAGLIO DI PROGETTO

Per le strutture in C.D., al fine di escludere la formazione di meccanismi anelastici dovuti al taglio, le relative azioni di taglio nei pilastri da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore (M_{Rp}^s) ed inferiore (M_{Rp}^i) secondo l'espressione:

$$V_{sd(CD)} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rp}^s + M_{Rp}^i}{l_{pil}}$$

Per pilastri incernierati alle travi:

$$V_{sd(CD)} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rp}^i}{l_{pil}}$$



SFORZO NORMALE

$$N_{sd} = N_{sd} (E + G_{1k} + G_{2k} + \psi_E Q_k)$$

(è quello derivante dall'analisi, senza considerare nessuna amplificazione)

PARTICOLARI COSTRUTTIVI DELLA PILASTRATA D'ANGOLO DEL TELAIO

- Limiti geometrici (sezione trasversale):

$$l_{\min} \geq 25 \text{ cm (Par. 7.4.6.1.2 D.M. 17/01/18)}$$

- Armature trasversali (staffe):

le staffe di contenimento: $\phi \geq 6 \text{ mm}$ devono trattenere:

$$i_{\text{staffe}} (CD' A') = \min \begin{cases} 1/3 l_{\min, pil} \\ 12,5 \text{ cm} \\ 6 \cdot \phi_{\text{long}} \end{cases} \quad i_{\text{staffe}} (CD' B') = \min \begin{cases} 1/2 l_{\min, pil} \\ 17,5 \text{ cm} \\ 8 \cdot \phi_{\text{long}} \end{cases}$$

quantitativo minimo staffe:

$$\frac{A_{st}}{s} (CD' A') \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} \text{ fuori della zona critica} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} \text{ nella della zona critica} \end{cases}$$

$$\frac{A_{st}}{s} (CD' B') \geq 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} \text{ fuori e nella zona critica}$$

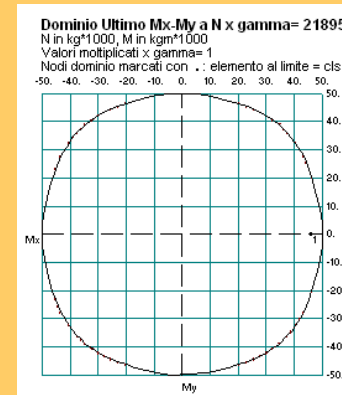
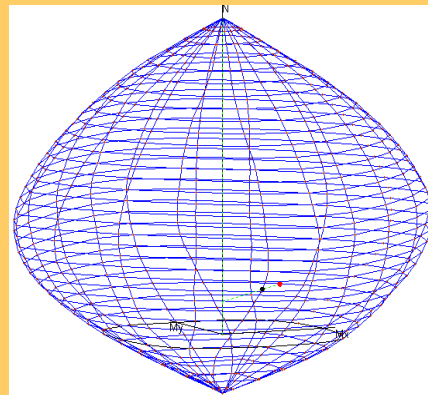
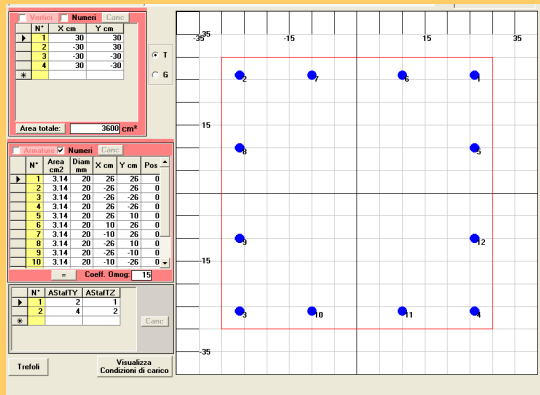
NB: b_{st} = distanza tra i bracci più esterni delle staffe

(Par. 7.4.6.1.2 D.M. 17/01/18)

Lunghezza zona dissipativa:

$$l_{\text{dissip}} = \max \begin{cases} 1/6 h_{\text{libera, pil}} \\ 45 \text{ cm} \\ 3 h_{\text{sezione, pil}} \end{cases}$$

pilastri 60x60: armatura minima = 16 ϕ 18



- Armature longitudinali:

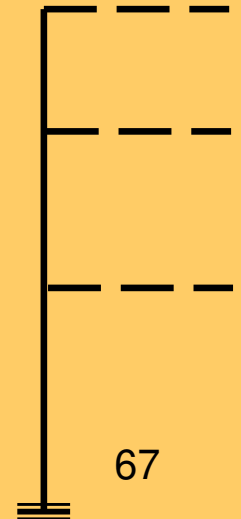
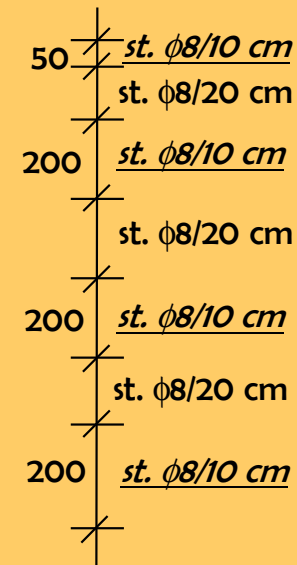
$$i_{\max, barre} \leq 25 \text{ cm (Par. 7.4.6.2.2)}$$

$$1\% \leq \frac{A}{A_c} \leq 4\%$$

le barre disposte negli angoli

1 barra ogni 2 sui lati

(la barra non trattenuta deve distare da una barra trattenuta meno di 15 cm per CD'A' e meno di 20 cm per CD'B')



7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo *SLC* nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ sussiste la relazione $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

S.L.V.

$$T_1 = 2,36 \text{ s} \quad T_c = 0,45 \text{ s} \quad \Rightarrow T_1 > T_c$$

$$\mu_\phi \geq 1,2 \cdot (2q_0 - 1) = 1,2 \cdot (2 \cdot 2,5 - 1) = 4,8$$

VERIFICA PILASTRO D'ANGOLO (60x60)

$$N = 21895 \text{ daN}$$

$$M = 41772 \text{ daNm}$$

$$V = 12995 \text{ daN}$$

HP: CD"B"

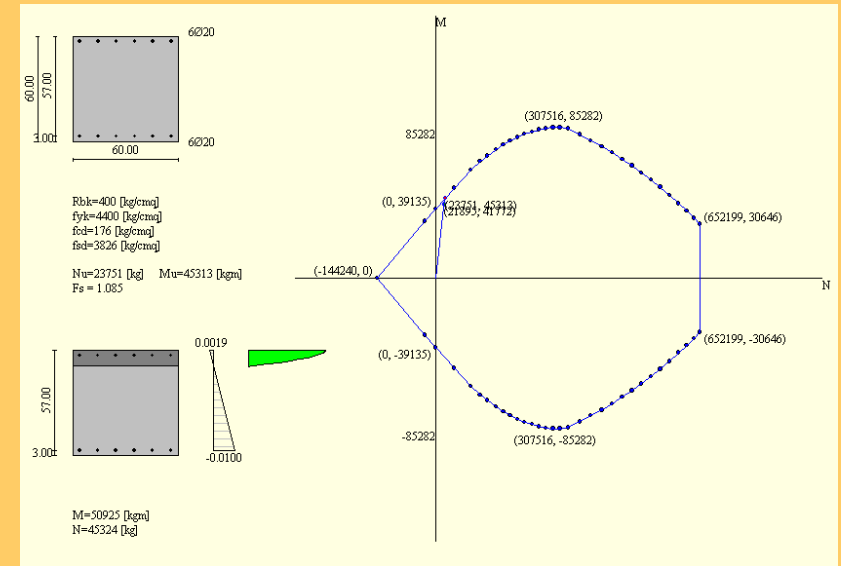
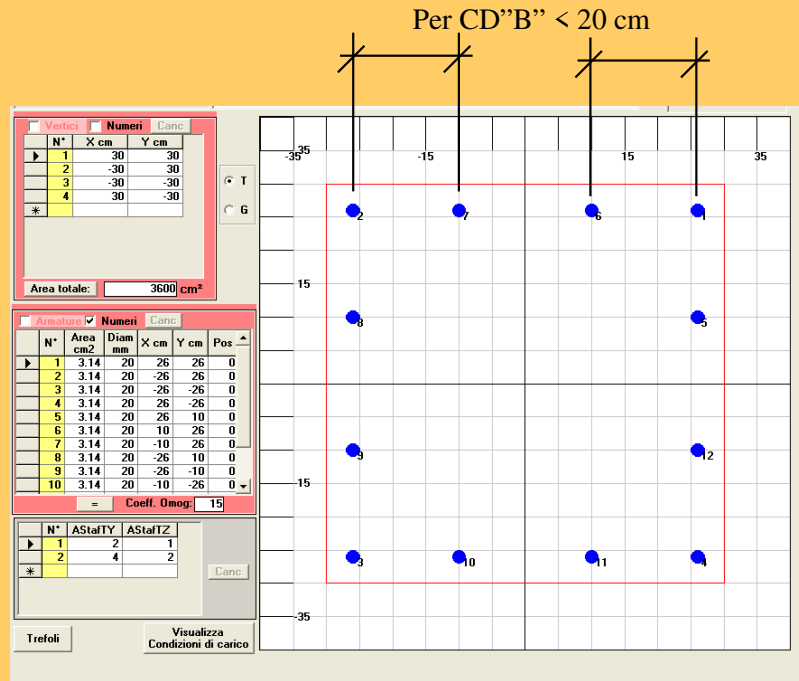
$$N_{sd} = 21895 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 41772 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \text{ Mrd}/l = \dots \text{da verifica sezione...}$$

Pil. 60x60: area minima 12 ϕ 20 (=1%)

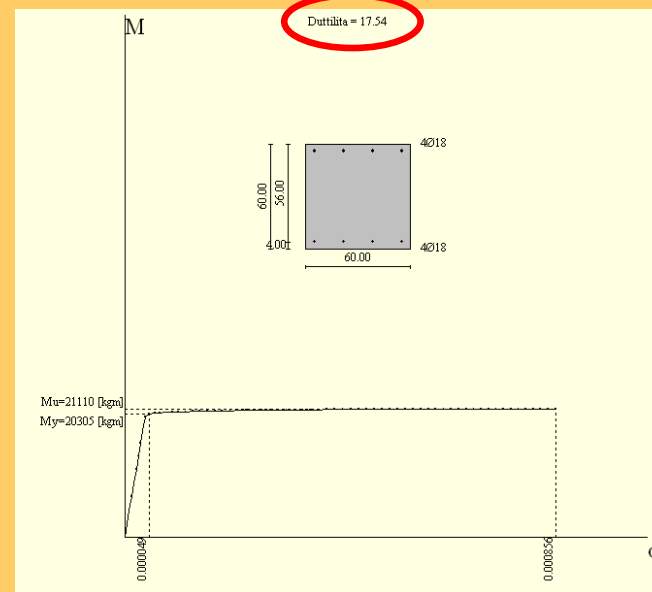
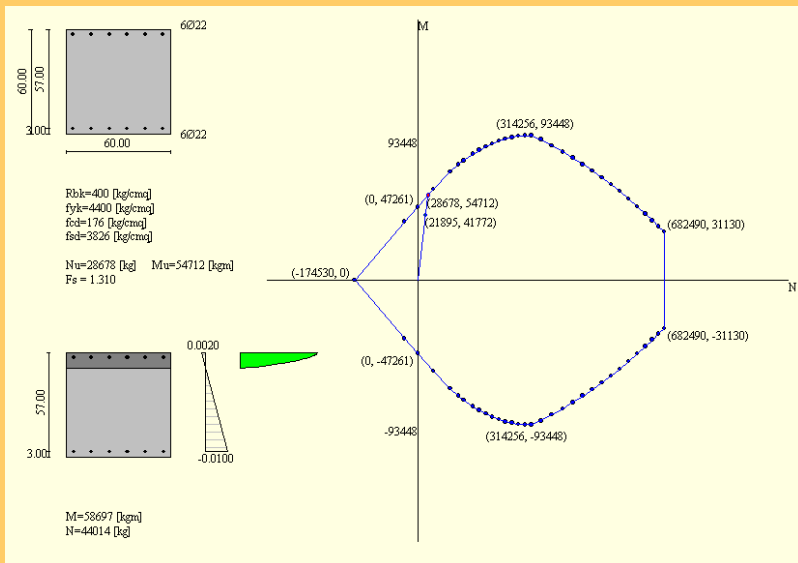
Programma freeware "RSlu": www.aztecinformatica.it



Non verificato!

Nuova armatura di verifica: 12 ϕ 22 (>1%)

Verifica duttilità flessionale sezione di base



$$\mu_{\phi} \cong 17,54 > 4,8$$

Verificato!

Verificato!

FONDAZIONE DEL PILASTRO CON PLINTO A BICCHIERE (S.L.V.)

Punto 7.2.5 D.M. 17/01/18:

<< Sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

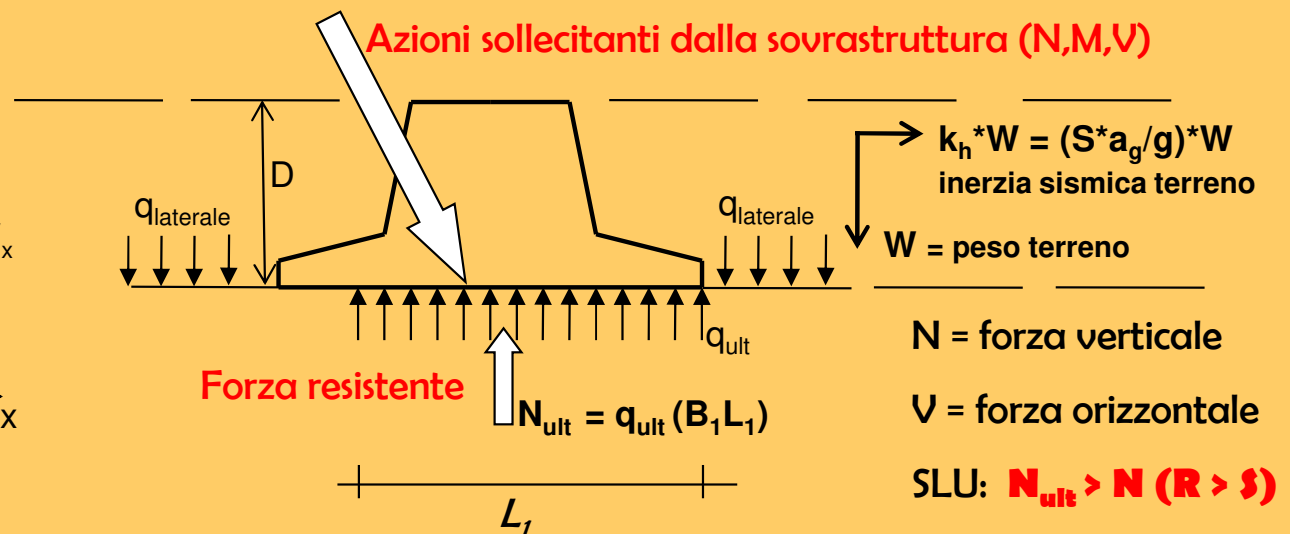
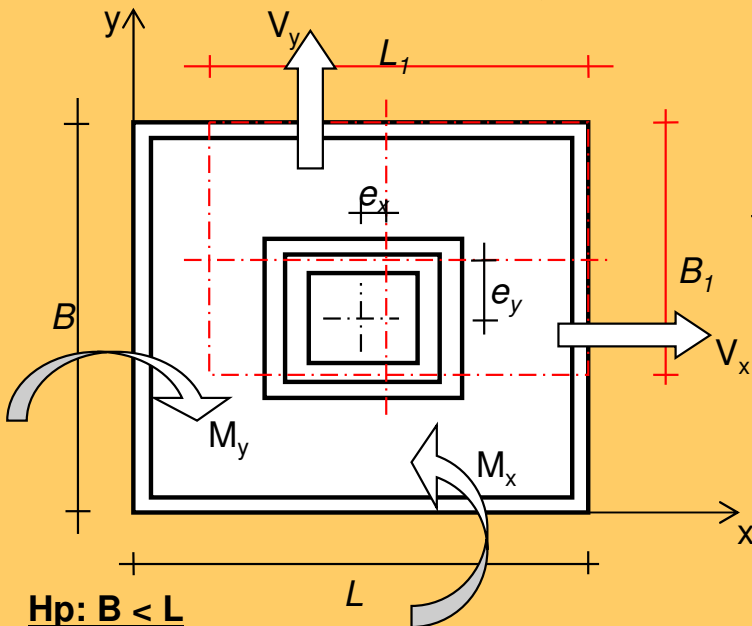
- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo;
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al par. 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B". >>

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO CON FORMULA DI VESIC

$$q_{ult} = c_u N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0,5 \gamma_t B_1 N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma} z_{\gamma}$$

(si introducono dei fattori "z" derivanti dall'inerzia sismica del terreno)

"BASE RIDOTTA"



ϕ' = angolo di attrito del terreno

c_u = coesione non drenata

q = sovraccarico laterale

γ_t = peso specifico del terreno

s_i = fattori di forma

d_i = fattori di profondità (con D = profondità di ammorsamento nel terreno)

i_i = fattori di inclinazione del carico

g_i = fattori di inclinazione del terreno (= 1 se non inclinato)

z_i = fattori correttivi degli effetti inerziali del sisma (=1 in condizioni statiche)

b_i = fattori di inclinazione del piano di fondazione (= 1 se non inclinato)

θ = inclinazione della forza orizzontale risultante rispetto all'asse x (lungo il lato L)

N = forza verticale - V = forza orizzontale di taglio

| | | | |
|---------------------|---|---------------------------------|--------------------------|
| coeff. di riduzione | $\phi_{rid} = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\tan \phi'}}\right)$ | $c_{u,rid} = c_u / \gamma_{cu}$ | γ_t non si riduce |
|---------------------|---|---------------------------------|--------------------------|

| | | | |
|--------------|---------------------------------|-------------------------------|---|
| Basi ridotte | $B_1 = B - 2e_x = B - 2M_y / N$ | lato ridotto della fondazione | $\Rightarrow m_B = \frac{2 + B_1/L_1}{1 + B_1/L_1}$ |
| | $L_1 = L - 2e_y = L - 2M_x / N$ | lato ridotto della fondazione | $\Rightarrow m_L = \frac{2 + L_1/B_1}{1 + L_1/B_1}$ |

| | | | |
|-----|---|---|---|
| q | $N_q = e^{\pi \tan \phi_r} \tan^2\left(45 + \frac{\phi_r}{2}\right)$ | $s_q = 1 + \frac{B_1}{L_1} \tan \phi_r$ | $d_q = 1 + 2\left[\frac{D}{B_1} \tan \phi_r (1 - \sin \phi_r)^2\right]$ |
| | $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + L_1 B_1 / \gamma_c c_u \cot \phi_r}\right)^m$ | con $m = m_L (\cos \theta)^2 + m_B (\sin \theta)^2$ | $z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$ con $k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$ |

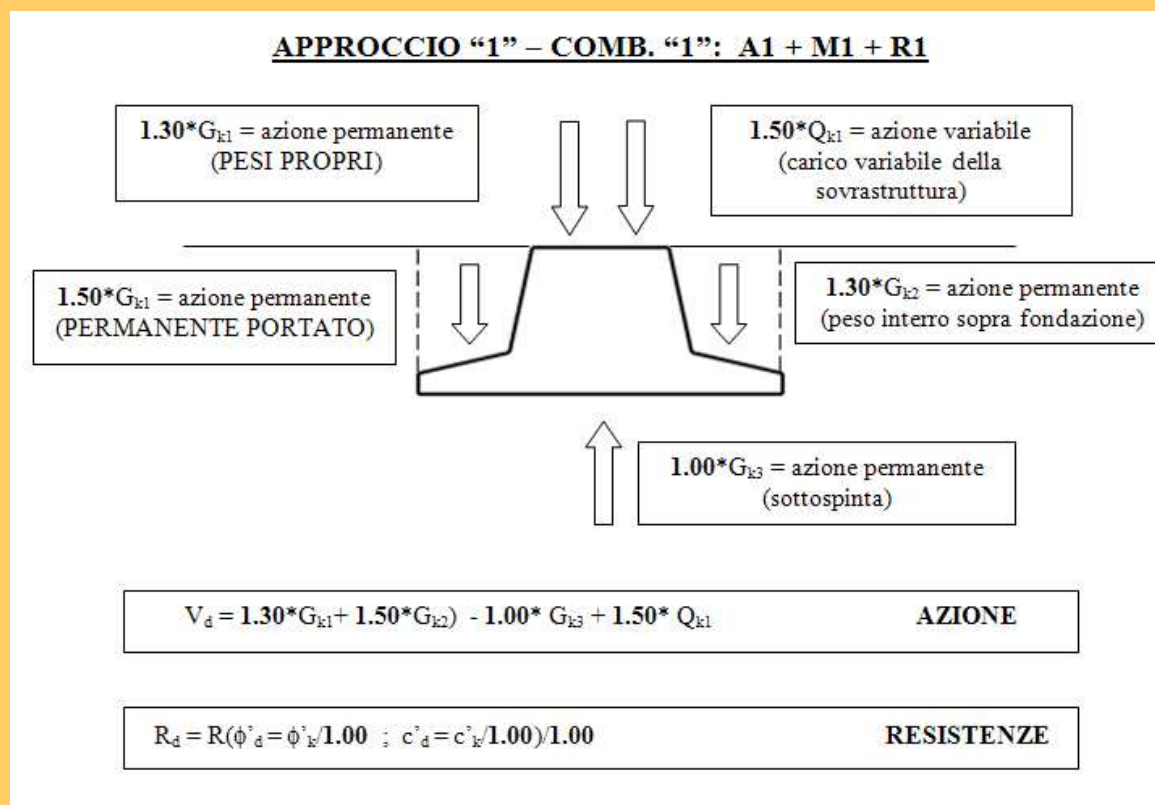
| | | | | | |
|-----|-------------------------------|-------------------------------------|--|---|----------------------|
| c | $N_c = (N_q - 1) \cot \phi_r$ | $s_c = 1 + \frac{N_q B_1}{N_c L_1}$ | $d_c = 1 + \left(0,4 \frac{D}{B_1}\right)$ | $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi_r}$ | $z_c = 1 - 0,32 k_h$ |
|-----|-------------------------------|-------------------------------------|--|---|----------------------|

| | | | | |
|----------|--|---|----------------|---|
| γ | $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi_r$ | $s_\gamma = 1 - \left(0,4 \frac{B_1}{L_1}\right)$ | $d_\gamma = 1$ | $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + L_1 B_1 c_u \cot \phi_r}\right)^{m+1}$ |
| | $z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$ con $k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$ | | | |

VERIFICA FONDAZIONI DIRETTE – NTC '18

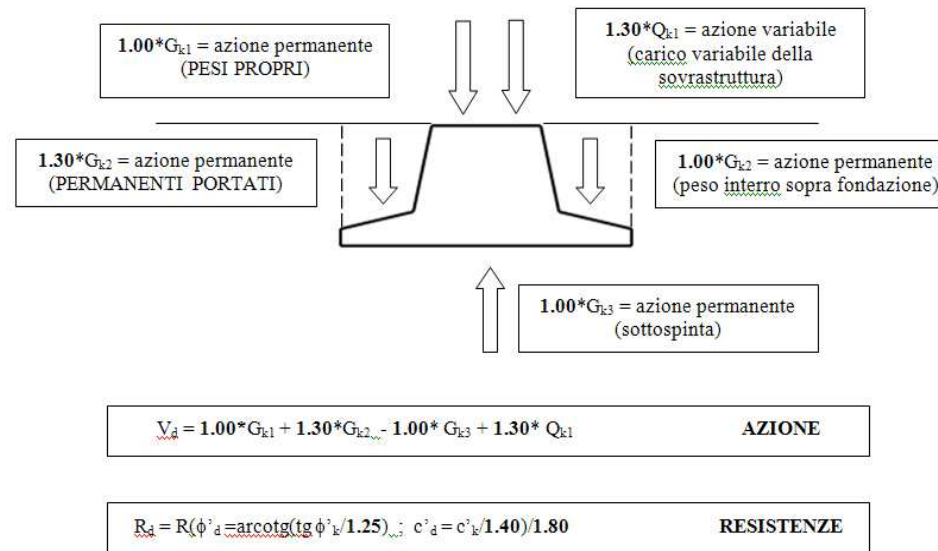
- Instabilità globale
- Rottura per carico limite
- Rottura per scorrimento
- Rottura combinata nel terreno e nella struttura
- Rottura strutturale dovuta a movimento della fondazione
- **Eccessivi spostamenti**
- Eccessivo sollevamento dovuto a rigonfiamento, congelamento e altre cause
- Vibrazioni inaccettabili

APPROCCIO "1" – COMB. "1": A1 + M1 + R1



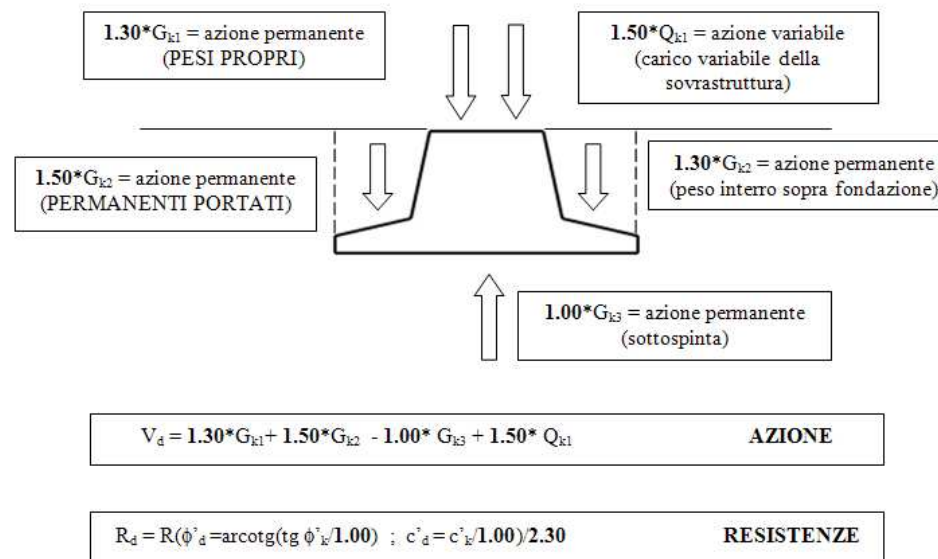
APPROCCIO "1" – COMB. "2": A2 + M2 + R2

APPROCCIO "1" – COMB. "2": A2 + M2 + R2

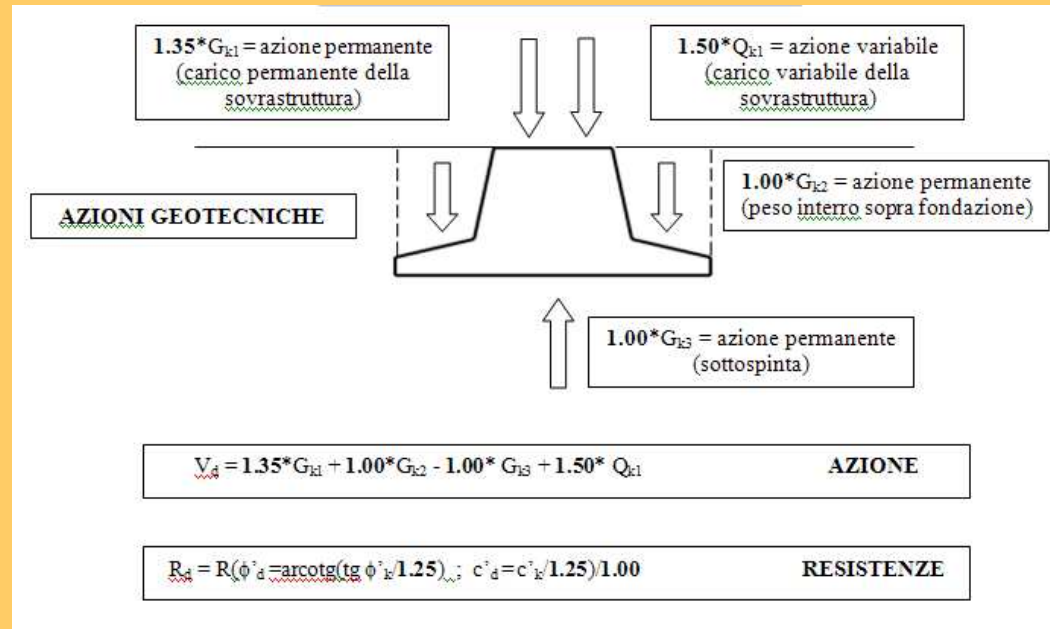


APPROCCIO "2": A1 + M1 + R3

APPROCCIO "2": A1 + M1 + R3



APPROCCIO "3": A1 o A2 + M2 + R1



COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DEI PARAMETRI DEL TERRENO

| | | Approccio 1 Comb.1 | Approccio 1 Comb.2 | Approccio 2 | Approccio 3 |
|---------------------------------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|-------------|
| Peso interro sopra fondazione | Azione permanente sfavorevole | 1.30 | 1.0 | 1.30 | 1.0 |
| Pressione dell'acqua sopra fondazione | Azione permanente sfavorevole | 1.30 | 1.0 | 1.30 | 1.0 |
| Sottospinta | Azione permanente sfavorevole | 1.0 | 1.0 | 1.30 | 1.0 |

COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

APPROCCIO 1 (COMB. 1 E COMB. 2) & APPROCCIO 2

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------------|-------------|---|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_Q | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

| Coeff. parziali per i PARAMETRI DEL TERRENO (γ_M) | | | |
|--|----------------------------|------|------|
| Parametri del terreno | Simb. | Set | |
| | | M1 | M2 |
| Resistenza al taglio | $\gamma_\phi (\tan \phi')$ | 1.00 | 1.25 |
| Coesione efficace | $\gamma_{c'}$ | 1.00 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | γ_{cu} | 1.00 | 1.40 |
| Resist. non confinata | γ_{qu} | 1.00 | 1.40 |
| Peso di volume | γ_g | 1.00 | 1.00 |

| Coefficienti parziali per le RESISTENZE (γ_R) – fondazioni superficiali | | | | |
|--|----------------|------|------|------|
| Resistenza | Simb. | Set | | |
| | | R1 | R2 | R3 |
| Capacità portante | $\gamma_{R,v}$ | 1.00 | 1.80 | 2.30 |
| Resistenza scorrimento | $\gamma_{R,h}$ | 1.00 | 1.10 | 1.10 |

DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI DI COLLEGAMENTO DI FONDAZIONE

Par. 7.2.5 D.M. 17/01/18:

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel par. 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante. Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti.

A differenza del DM'96 secondo le NTC'18 il collegamento è previsto per tutti i tipi di terreno

In assenza di valutazioni più accurate, per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo "C", si può assumere prudenzialmente:

$$H = \pm 0,4 \cdot N_{sd} \cdot a_{\max} / g$$

