



COMUNE DI SANTA TERESA DI RIVA  
Città Metropolitana di Messina



**REALIZZAZIONE DEL NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE  
DI SANTA TERESA VAL D'AGRO' DELL'AUTOSTRADA A18 MESSINA**  
CATANIA E CORRISPONDENTI COLLEGAMENTI ALLA VIABILITA' ORDINARIA  
CUP: F91B13000720001 CIG: 8059580FCD



**PROGETTAZIONE**

Mandataria:



**PROGER S.p.A.**  
DIRETTORE TECNICO  
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

Mandante:



**PROGIN S.p.A.**  
DIRETTORE TECNICO  
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



**DINAMICA s.r.l.**  
DIRETTORE TECNICO  
Dott. Ing. Antonino SUTERA

PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.: Dott. Ing. Carlo LISTORTI	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Dott. Ing. Antonio GRIMALDI
PROJECT MANAGER ASSISTANT: PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURALE:	Dott. Ing. Salvatore RUSSO Dott. Ing. Lorenzo INFANTE Dott. Ing. Michele PIRRO
PROGETTAZIONE STRUTTURALE:	Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI Dott. Ing. Paolo IORIO
PROGETTAZIONE IMPIANTI TECNOLOGICI:	Dott. Ing. Enrico D'ARGENZIO
GEOLOGO:	Dott. Geol. Marco SANDRUCCI
RESPONSABILE GEOTECNICA:	Dott. Ing. Ylenia MASCARUCCI
ESPERTO IDROLOGIA ED IDRAULICA:	Dott. Ing. Umberto RICCI
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:	Dott. Ing. Davide FERLAZZO
RESPONSABILE INTERFERENZE E ESPROPRI:	Geom. Antonino CHILLE'
RESPONSABILE DELLA QUALITA':	Dott. Ing. Jacopo BENEDETTI
GIOVANE PROFESSIONISTA:	Dott. Ing. Domenico DICUONZO

**PROGETTO DEFINITIVO**

**CASELLO AD ELEVATA AUTOMAZIONE  
TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE**  
Relazione di calcolo

Questo elaborato è di proprietà della Proger S.p.A. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta dello stesso. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.	Commessa	Nome File	Codice Elaborato			Rev	Scala		
	P20062	D0506-SRL01_00	D	05	06	S	RL	01	00

REVISIONI	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-
	00	25/01/2021	EMISSIONE	GRASSO	PALLAVICINI	LISTORTI
	REV.	DATA	MOTIVAZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

R.U.P.: Dott. Ing. Onofrio CRISAFULLI  
Supp. R.U.P.: Dott. Ing. Adriano GRASSI

VISTI/APPROVAZIONI:



Mandataria



Mandante



---

Comune di Santa Teresa di Riva - Città Metropolitana di Messina  
Realizzazione del nuovo svincolo autostradale di Santa Teresa Val  
d'Agrò dell'autostrada A18 Messina - Catania e corrispondenti  
collegamenti alla viabilità ordinaria - CUP: F91B13000720001 - CIG:  
8059580FCD

## **RELAZIONE DI CALCOLO**

**TETTOIA PARCHEGGI**

---



Comune di Santa Teresa di Riva - Città Metropolitana di Messina

Realizzazione del nuovo svincolo autostradale di Santa Teresa Val d'Agrò dell'autostrada A18 Messina - Catania e corrispondenti collegamenti alla viabilità ordinaria - CUP: F91B13000720001 - CIG: 8059580FCD

## RELAZIONE DI CALCOLO

### TETTOIA PARCHEGGI

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>QUADRO NORMATIVO</b> .....	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA</b> .....	<b>3</b>
4.1	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE .....	3
4.2	VERIFICHE E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	4
4.3	AZIONI SULLE COSTRUZIONI .....	5
4.3.1	CLASSIFICAZIONE E DETERMINAZIONE DELLE AZIONI .....	5
4.3.2	COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....	5
4.4	AZIONI SISMICHE.....	6
4.4.1	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO .....	7
4.5	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	8
4.6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	9
4.7	VITA NOMINALE DI PROGETTO.....	12
4.8	CLASSI D'USO .....	12
4.9	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	13
4.10	VALORI CARATTERISTICI DELL'AZIONE SISMICA PER IL SITO D'INTERESSE .....	13
<b>5</b>	<b>MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>14</b>
5.1	CALCESTRUZZO .....	14
5.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	14
5.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	14
<b>6</b>	<b>ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO</b> .....	<b>14</b>
<b>7</b>	<b>CARICHI ADOTTATI NELLA MODELLAZIONE DI CALCOLO</b> .....	<b>16</b>
7.1	CARICHI PERMANENTI.....	16
7.2	AZIONI DELLA NEVE.....	16
7.3	AZIONI DEL VENTO.....	17
7.4	AZIONI DELLA TEMPERATURA.....	20
<b>8</b>	<b>CALCOLO STRUTTURA IN ACCIAIO TETTOIA PARCHEGGI</b> .....	<b>20</b>
8.1	DATI GENERALI RELATIVI ALL'ANALISI DINAMICA .....	20



## RELAZIONE DI CALCOLO

### 1 PREMESSA

La presente relazione descrive, coerentemente con la progettazione di livello definitivo, i calcoli strutturali relativi alla tettoia da realizzarsi a protezione dei parcheggi asserviti all'area di stazione dello svincolo autostradale in oggetto.

Costituiscono parte integrante della progettazione strutturale delle opere gli elaborati grafici, i particolari costruttivi ed ogni altro documento sussidiario delle relazioni tecniche e di calcolo.

### 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La tettoia parcheggi ospiterà n. 4 posti auto e presenterà pianta rettangolare di dimensioni pari a 581,90 x 1035,50 cm.

La struttura della tettoia consta di tre portali, posti a interasse 517,70 cm, costituiti ciascuno da un unico montante con traverso (trave reticolare principale) interamente a sbalzo.

Le aste in acciaio utilizzate per l'assemblaggio della travatura principale sono dei tubolari  $\phi$  108 s = 11,5 mm per i correnti, mentre le diagonali sono costituite da tubolari  $\phi$  51 s = 5 mm.

I portali principali sono tra essi solidarizzati tramite una trave reticolare di collegamento costituita da aste principali tubolari  $\phi$  88,9 s=7 mm e diagonali tubolari  $\phi$  51 s = 5 mm.

I portali, inoltre, sono controventati sia in orizzontale che in verticale con due coppie di tiranti costituite, rispettivamente, da tondini in acciaio  $\phi$  16 e  $\phi$  24.

Al di sotto della parte aggettante i portali sono collegati, in senso trasversale, da tubolari  $\phi$  88,9 s = 5, bullonate longitudinalmente al corrente inferiore della trave reticolare. Queste travi hanno la funzione di sorreggere la lamiera grecata di copertura dei posti auto.

Le fondazioni di tipo superficiale sono costituite da plinti "asimmetrici" di dimensioni 1,20 x 2,60 x 0,60 m, aventi un baggio per l'ancoraggio dei tirafondi dei montanti di dimensioni 1,00 x 0,40 x 0,70. Il collegamento tra i plinti è effettuato attraverso una trave di sezione 0,30 x 0,60 m.

### 3 QUADRO NORMATIVO

- D.M. Ministero Infrastrutture del 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- Linee Guida Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Eurocodice 2 - Progettazione strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

### 4 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA

#### 4.1 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dal D.M. 17/01/2018. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita



nominale di progetto. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali era stata progettata.

In particolare, le opere devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi** (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio** (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza **antincendio**: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- **durabilità**: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- **robustezza**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile. superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

## 4.2 VERIFICHE E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto  $R_d$ , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate, con il corrispondente valore di progetto della domanda  $E_d$ , funzione dei valori di progetto delle azioni ( $F_d$ ) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Per quanto concerne gli stati limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.



### 4.3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

#### 4.3.1 CLASSIFICAZIONE E DETERMINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni agenti sulle strutture possono essere classificate:

● **in base in base al modo di esplicarsi:**

- dirette (forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili);
- indirette (spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.);
- degrado.

● **secondo la risposta strutturale:**

- statiche;
- pseudo statiche;
- dinamiche.

● **secondo la variazione della loro intensità nel tempo:**

- permanenti (azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità);
- variabili (azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura);
- eccezionali (azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura);
- sismiche (azioni derivanti dai terremoti).

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>]
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN]
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II delle NTC 2018. 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.

#### 4.3.2 COMBINAZIONE 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):

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

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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



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

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

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

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

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

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

Le azioni si combinano applicando i coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  definiti nella Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018 ed i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  dati nella Tabella 2.6.I del D.M. 17/01/2018).

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - 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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 4-1 - Valori dei coefficienti di combinazione**  
 Rif. Tab. 2.5.I D.M. 17/01/2018

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_f$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(4)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(4)</sup> 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.

**Tabella 4-2-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**  
 Rif. Tab. 2.6.I D.M. 17/01/2018

#### 4.4 AZIONI SISMICHE

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  $P_{VR}$  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  $P_{VR}$  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;
- $F_o$  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.

#### 4.4.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' 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 del manufatto nel suo complesso.

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I (D.M. 17/01/2018).

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

**Tabella 4-3 Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato**  
**Rif. Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018**

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

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  si ricava il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{VR})$$





#### 4.5 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II del D.M. 17/01/2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ .

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

- $h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;
- $N$  numero di strati;
- $H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II (D.M. 17/01/2018).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

**Tabella 4-4 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato**  
**Rif. Tab. 3.2.II D.M. 17/01/2018**

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle norme (D.M. 17/01/2018). Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

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 D.M. 17/01/2018):



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 $i > 30^\circ$

**Tabella 4-5 Categorie topografiche**  
**Rif. Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018**

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

#### 4.6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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. Per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo pari ad  $a_g \geq 0,15g$ .

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018); in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

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.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

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

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

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

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

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



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  $S = S_S \cdot S_T$  essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018);
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

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

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

- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

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

- dove:  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018);
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3$$

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

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

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018), la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_S$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_C$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

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 (D.M. 17/01/2018), nelle quali  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  è l'accelerazione di gravità e  $T_C^*$  è espresso in secondi.



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

**Tabella 4-6 Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$**   
**Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018**

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 (D.M. 17/01/2018), in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018) e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

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

**Tabella 4-7 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**   
**Rif. Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018**

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove  $S_T$  assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018), fino alla base, dove  $S_T$  assume valore unitario.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico,  $S_{ve}$ , è definito dalle espressioni:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

nelle quali:

- $T$  è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);
- $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono definiti nel § 3.2.3.2.1 del D.M. 17/01/2018 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI (D.M. 17/01/2018).



Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

**Tabella 4-8 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale**  
**Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 17/01/2018**

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati in Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018).

#### 4.7 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 (D.M. 17/01/2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

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

**Tabella 4-9 Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto**  
**Rif. Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018**

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.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

#### 4.8 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 D.M. 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.



#### 4.9 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche 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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II (D.M. 17/01/2018).

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

Tabella 4-10 Valori del coefficiente d'uso  $C_U$   
 Rif. Tab. 2.4.II D.M. 17/01/2018

#### 4.10 VALORI CARATTERISTICI DELL'AZIONE SISMICA PER IL SITO D'INTERESSE

Al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese delle opere in progetto si assume:

##### Localizzazione sito:

- Regione Sicilia - Provincia di Messina - Comune Santa Teresa di Riva

##### Coordinate geografiche:

- Longitudine 15,3551
- Latitudine 37,9372

##### Dati di input per il progetto:

- Vita nominale  $V_N$  50 anni
- Classe d'uso IV
- Coefficiente d'uso 2,0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N \times C_U = 100$
- Parametri  $T_r$ ,  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ :

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	60	0.090	2.381	0.291
Danno (SLD)	101	0.117	2.357	0.308
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.318	2.465	0.368
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.421	2.478	0.403
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

- Categoria sottosuolo: **C** "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";
- Categoria topografica: **T1** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ";
- Coefficiente stratigrafico  $S_s = 1,23$  (SLV);



- Coefficiente amplificazione topografica  $S_T = 1,00$ .

## 5 MATERIALI IMPIEGATI

### 5.1 CALCESTRUZZO

CLASSE C 25/30					
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	300,00	kg/cm <sup>2</sup>	30,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	249,00	kg/cm <sup>2</sup>	24,90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	141,10	kg/cm <sup>2</sup>	14,11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	25,58	kg/cm <sup>2</sup>	2,56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	329,00	kg/cm <sup>2</sup>	32,90	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm}$	314471,61	kg/cm <sup>2</sup>	31447,16	N/mm <sup>2</sup>

### 5.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

ACCIAIO B450C					
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	4500,00	kg/cm <sup>2</sup>	450,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	5400,00	kg/cm <sup>2</sup>	540,00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s$	2100000,00	kg/cm <sup>2</sup>	210000,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	3913,04	kg/cm <sup>2</sup>	391,30	N/mm <sup>2</sup>

### 5.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

ACCIAIO S 355 (Fe 510)			
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	355,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	510,00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s$	210000,00	N/mm <sup>2</sup>

## 6 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Il calcolo è stato effettuato con l'ausilio del software le cui specifiche tecniche sono di seguito descritte:  
 En.Ex.Sys. WinStrand - Structural Analysis & Design - **Licenza n. serie 0323BRNRDG**

#### Ditta produttrice:

- En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

#### Sigla:

- WinStrand

#### Piattaforma software:

- Microsoft Windows XP Home, Microsoft Windows XP Home Professional

#### Documentazione in uso:

- Manuale teorico - Manuale d'uso

#### Campo di applicazione:

- Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare

#### Elementi finiti implementati

- Truss.



- Beam (Modellazione di Travi e Pilastrini).
- Travi su suolo elastico alla Winckler.
- Plinti su suolo elastico alla Winckler.
- Elementi Shear Wall per la modellazione di pareti di taglio.
- Elementi shell (lastra/piastra) equivalenti.
- Elementi Isoparametrici a 8 Nodi Shell (lastra/piastra).

### Schemi di Carico

- Carichi nodali concentrati.
- Carichi applicati direttamente agli elementi.
- Carichi Superficiali.

### Tipo di Risoluzione

- Analisi statica e/o dinamica in campo lineare con il metodo dell'equilibrio.
- Fattorizzazione LDLT.
- Analisi Statica:
  - modellazione generale 6 gradi di libertà per nodo.
  - ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano (3 gradi di libertà per nodo + 3 per impalcato).
- Analisi dinamica:
  - Via statica equivalente.
  - Modale con il metodo dello spettro di risposta.

### Convenzioni adottate

Nella presente versione del programma *WinStrand* l'analisi in campo dinamico della struttura può essere condotta per via *statica equivalente* ovvero per via *modale* facendo uso, per il calcolo della risposta, dello spettro di pseudo accelerazioni fornito dal regolamento italiano.

Nel caso di analisi dinamica condotta per via statica equivalente le azioni di piano vengono calcolate facendo riferimento al punto C.6.1.1. delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica del 2008.

Nel caso di analisi dinamica condotta per via modale il programma provvede al calcolo dei modi di vibrare della struttura facendo uso dell'algoritmo noto in letteratura tecnica come Subspace Iteration.

### Affidabilità del Codice di calcolo *WinStrand*

Il cap. 10 del Decreto del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 fornisce le istruzioni relative alla "Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo", cui il progettista delle strutture deve attenersi nella redazione degli elaborati progettuali. Il punto 10.2 "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" specifica: "Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità".

Nella fase di stesura della relazione di calcolo, utilizzando i tabulati provenienti da codici di calcolo, è demandato al progettista il compito di analisi preliminare della documentazione: "Il progettista dovrà quindi esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. In tal senso la documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione".

Il controllo della affidabilità delle analisi numeriche è stato condotto su una serie di esempi di letteratura la cui soluzione sia esprimibile in forma chiusa, allo scopo di verificare l'affidabilità del software. Tali esempi costituiscono documento di validazione dei software prodotti dalla *En.Ex.sys srl* ed hanno riguardato:

- Frequenze naturali di vibrazione di una trave appoggiata;
- Frequenze naturali di vibrazione di una trave a mensola;
- Frequenza naturale di vibrazione di un oscillatore semplice;
- Trave piana con estremi incastrati;





- Sistema piano di aste sospese;
- Stato tensionale di una trave inflessa;
- Stato tensionale di una trave inflessa;
- Sistema piano di aste sospese;
- Trave a mensola soggetta a momento torcente concentrato;
- Telaio piano;
- Trave reticolare piana;
- Controllo dell'analisi condotta considerando il comportamento monolatero degli elementi biella - trave;
- Aste piane e carico termico;
- Flessione in una piastra circolare.

## 7 CARICHI ADOTTATI NELLA MODELLAZIONE DI CALCOLO

### 7.1 CARICHI PERMANENTI

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dal peso dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione. Per i materiali più comuni possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I.

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Nel caso in esame, il peso proprio degli elementi strutturali è ricavato direttamente dal programma utilizzato per il calcolo.

Per i carichi permanenti non strutturali, invece, si è assunto:

- **Copertura:**

- Peso Proprio lamiera grecata in acciaio zincato sp. 8/10 → 15,00 kg/m<sup>2</sup>

### 7.2 AZIONI DELLA NEVE

Il carico dovuto alla presenza della neve sulla copertura è stato valutato, in accordo a quanto riportato al capitolo 3.4 del D.M. 17/01/2018, mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \mu_i C_E C_t$$

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>] per un periodo di ritorno di 50 anni;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$  è il coefficiente termico.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto inferiore ad un valore minimo opportunamente calcolato riferendosi a valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento  $a_s$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m. I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo relativi alla zona di interesse (Zona III) sono quelli riportati nel seguito:

- $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$   $a_s \leq 200 \text{ m}$
- $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$   $a_s > 200 \text{ m}$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella seguente tabella:

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

**Tabella 5-1-Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia**  
**Rif. Tab. 3.4.I D.M. 17/01/2018**

Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

Il coefficiente di forma per le coperture è funzione dell'angolo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, formato dalla falda con l'orizzontale.

Nel caso in esame avendo:

- $a_s = 40,00 \text{ m}$
- $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$
- $\mu_i = 0,8$
- $C_E = 1$
- $C_t = 1$

Da cui si ottiene  $q_s = 0,48 \text{ kN/m}^2 \approx 0,50 \text{ kN/m}^2$

### 7.3 AZIONI DEL VENTO

L'azione del vento si determina in accordo a quanto riportato nel capitolo 3.3 del D.M. 17/01/2018. Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti. La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

- $v_b = v_{b,0} \times C_a$
- $C_a = 1$  per  $a_s \leq a_0$
- $C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$  per  $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$

dove:

- $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione in esame;
- $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d' Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

**Tabella 5-2- Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$**   
**Rif.Tab. 3.3.I D.M. 17/01/2018**

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove

- $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove

- $v_r$  la velocità di riferimento del vento (in m/s);
- $\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ;

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall' altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l' effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$ , esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq Z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < Z_{\min}$$

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $Z_{\min}$  sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia.



Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

**Tabella 5-3- Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**  
**Rif.Tab. 3.3.II - D.M. 17/01/2018**

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito. Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

**Tabella 5-4- Classi di rugosità del terreno**  
**Rif.Tab. 3.3.II - D.M. 17/01/2018**

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Nel caso in esame si ha:

- Zona 4 - Sicilia e provincia di Reggio Calabria
- $a_s = 40,00$  m
- $v_{b,0} = 28,00$  m/s
- $a_0 = 500,00$  m
- $k_s = 0,36$  1/s
- $v_r = 28,02$  m/s
- $q_r = 490,72$  N/m<sup>2</sup>
- Classe di rugosità del terreno D
- Categoria di esposizione del sito II
- $k_r = 0,19$
- $z_0 = 0,05$  m
- $z_{min} = 4,00$  m
- $c_t = 1,00$
- $c_d = 1,00$
- $c_e(z) = 1,80$  per  $z < z_{min}$  (= 4 m)

Per cui si avrà:

- **sopravento**  $P = 110,00$  kg/mq
- **pressione tangenziale**  $P = 3,5$  kg/mq



## 7.4 AZIONI DELLA TEMPERATURA

L'azione del vento si determina in accordo a quanto riportato nel capitolo 3.5 del D.M. 17/01/2018. Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15$ °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10$ °C
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25$ °C
Strutture in acciaio protette	$\pm 15$ °C

**Tabella 5-5- Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici**  
**Rif.Tab. 3.5.II D.M. 17/01/2018**

Nel caso in esame, considerando che la struttura in acciaio è esposta, si è assunto:

- $\Delta T^+ = + 25$  °C
- $\Delta T^- = - 25$  °C

## 8 CALCOLO STRUTTURA IN ACCIAIO TETTOIA PARCHEGGI

### 8.1 DATI GENERALI RELATIVI ALL'ANALISI DINAMICA

- Santa Teresa di riva (ME)
- Longitudine 15.3551
- Latitudine 37.9372
- Tipo di Terreno C
- Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) 1.0000
- Vita nominale della costruzione ( $V_N$ ) 50.0 anni
- Classe d'uso IV coefficiente  $C_U$  2.0
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di duttilità  $\alpha_u/\alpha_1$  per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza  $K_R$  1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti  $K_W$  1.00

Stato Limite	C $q_p = C \alpha_u / \alpha_1$	$q_H$	$q_V$
SLV	2.00	2.00	1.50
SLD	1.00	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	1.00	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

#### TU 2018 SLV H

- Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) 10.0
- Periodo di ritorno ( $T_R$ ) 949 (anni)
- $S_s$  1.230
- $T_B$  0.18 [sec]
- $T_C$  0.54 [sec]



● $T_D$	2.87 [sec]
● $a_g/g$	0.3181
● $F_o$	2.4637
● $T_C^*$	0.3691

### **TU 2018 SLD H**

● Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ )	63.0
● Periodo di ritorno ( $T_R$ )	101 (anni)
● $S_s$	1.500
● $T_B$	0.16 [sec]
● $T_C$	0.48 [sec]
● $T_D$	2.07 [sec]
● $a_g/g$	0.1169
● $F_o$	2.3581
● $T_C^*$	0.3099

### **Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse**

● Cond. Carico 1 Peso proprio	1.0000
● Cond. Carico 2 peso pannello	1.0000
● Cond. Carico 3 neve	0.0000
● Cond. Carico 4 vento y	0.0000
● Cond. Carico 5 vento-y	0.0000
● Cond. Carico 6 vento x	0.0000
● Cond. Carico 7 vento -x	0.0000
● Cond. Carico 8 Temp. pos.	0.0000
● Cond. Carico 9 Temp. neg.	0.0000

### **Angoli d'ingresso del Sisma**

● SLV Direzione 1 Angolo in pianta	0.00 [°]
● SLV Direzione 2 Angolo in pianta	90.00 [°]
● SLV Direzione 3 Angolo in pianta	180.00 [°]
● SLV Direzione 4 Angolo in pianta	270.00 [°]
● SLD Direzione 5 Angolo in pianta	0.00 [°]
● SLD Direzione 6 Angolo in pianta	90.00 [°]
● SLD Direzione 7 Angolo in pianta	180.00 [°]
● SLD Direzione 8 Angolo in pianta	270.00 [°]

### **Condizioni di carico definite:**

Condizione	
1	Peso proprio
2	peso pannello
3	neve
4	vento y
5	vento-y
6	vento x
7	vento -x
8	Temp.pos
9	Temp. neg.
10	Sisma 0SLU
11	Sisma 90SLU



Condizione	
12	Sisma 180SLU
13	Sisma 270SLU
14	Sisma 0SLD
15	Sisma 90SLD
16	Sisma 180SLD
17	Sisma 270SLD

**Combinazioni agli Stati Limite Ultimi**

Combinazione di carico numero	
1	A1stru1
2	A1stru1bis
3	A1stru2
4	A1stru2bis
5	A1stru3
6	A1stru3bis
7	A1stru4
8	A1stru4bis
9	A1stru5
10	A1stru5bis
11	A1stru1w
12	A1stru1wbis
13	A1stru2w
14	A1stru2wbis
15	A1stru3w
16	A1stru3wbis
17	A1stru4w
18	A1stru4wbis
19	EQU1
20	EQU2
21	EQU3
22	EQU4
23	A2GEO1
24	A2GEO2
25	A2GEO3
26	A2GEO4
27	A2GEO5
28	A2GEO6
29	A2GEO7
30	A2GEO8
31	A2GEO9
32	A2GEO10
33	A2GEO11
34	A2GEO12
35	A2GEO13
36	A2GEO14

Combinazione di carico numero	
37	A2GEO15
38	A2GEO16

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1.3	1.3	1.5					1.5	
2	1.3	1.3	1.5						1.5
3	1.3	1.3	1.5	0.9				1.5	
4	1.3	1.3	1.5	0.9					1.5
5	1.3	1.3	1.5		0.9			1.5	
6	1.3	1.3	1.5		0.9				1.5
7	1.3	1.3	1.5			0.9		1.5	
8	1.3	1.3	1.5			0.9			1.5
9	1.3	1.3	1.5				0.9	1.5	
10	1.3	1.3	1.5				0.9		1.5
11	1.3	1.3	0.75	1.5				1.5	
12	1.3	1.3	0.75	1.5					1.5
13	1.3	1.3	0.75		1.5			1.5	
14	1.3	1.3	0.75		1.5				1.5
15	1.3	1.3	0.75			1.5		1.5	
16	1.3	1.3	0.75			1.5			1.5
17	1.3	1.3	0.75				1.5	1.5	
18	1.3	1.3	0.75				1.5		1.5
19	0.9	0.9				1.5		1.5	
20	0.9	0.9				1.5			1.5
21	0.9	0.9					1.5	1.5	
22	0.9	0.9					1.5		1.5
23	1	1	1.3	0.78				1.3	
24	1	1	1.3	0.78					1.3
25	1	1	1.3		0.78			1.3	
26	1	1	1.3		0.78				1.3
27	1	1	1.3			0.78		1.3	
28	1	1	1.3			0.78			1.3
29	1	1	1.3				0.78	1.3	
30	1	1	1.3				0.78		1.3
31	1	1	0.65	1.3				1.3	
32	1	1	0.65	1.3					1.3
33	1	1	0.65		1.3			1.3	
34	1	1	0.65		1.3				1.3
35	1	1	0.65			1.3		1.3	
36	1	1	0.65			1.3			1.3
37	1	1	0.65				1.3	1.3	





38	1	1	0.65				1.3	1.3
----	---	---	------	--	--	--	-----	-----

**Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita**

Combinazione di carico numero	
39	Sisma 0 / 90
40	Sisma 0 / 270
41	Sisma 90 / 0
42	Sisma 90 / 180
43	Sisma 180 / 90
44	Sisma 180 / 270
45	Sisma 270 / 0
46	Sisma 270 / 180

**Comb.\Cond 1 2 10 11 12 13**

Comb.\Cond	1	2	10	11	12	13
39	1	1	1	0.3		
40	1	1	1			0.3
41	1	1	0.3	1		
42	1	1		1	0.3	
43	1	1		0.3	1	
44	1	1			1	0.3
45	1	1	0.3			1
46	1	1			0.3	1

**Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio**

Combinazione di carico numero	
47	Rara1
48	Rara2
49	Rara3
50	Rara3
51	Rara4
52	Rara5
53	Rara6
54	Rara7
55	Rara1bis
56	Rara2bis
57	Rara3bis
58	Rara4bis
59	Rara5bis
60	Rara6bis
61	Rara7bis
62	Rara8bis
63	peso proprio
64	peso pannel
65	neve
66	ventoy
67	vento-y



Combinazione di carico numero	
68	vento x
69	vento -x
70	temp. pos
71	temp. neg.

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8	9
47	1	1	1	0.6				1	
48	1	1	1		0.6			1	
49	1	1	1			0.6		1	
50	1	1	1				0.6	1	
51	1	1	0.5	1				1	
52	1	1	0.5		1			1	
53	1	1	0.5			1		1	
54	1	1	0.5				1	1	
55	1	1	1	0.6					1
56	1	1	1		0.6				1
57	1	1	1			0.6			1
58	1	1	1				0.6		1
59	1	1	0.5	1					1
60	1	1	0.5		1				1
61	1	1	0.5			1			1
62	1	1	0.5				1		1
63	1								
64		1							
65			1			0.6			
66				1					
67					1				
68			0.5			1			
69							1		
70								1	
71									1

#### Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
72	Freq1
73	Freq2
74	Freq3
75	Freq4
76	Freq5
77	Freq6
78	Freq3bis
79	Freq4bis
80	Freq5bis


**Combinazione di carico numero**

81	Freq6bis
----	----------

**Comb.\Cond 1 2 3 4 5 6 7 8 9**

72	1	1	0.2					0.2	
73	1	1	0.2						0.2
74	1	1		0.2				0.2	
75	1	1			0.2			0.2	
76	1	1				0.2		0.2	
77	1	1					0.2	0.2	
78	1	1		0.2					0.2
79	1	1			0.2				0.2
80	1	1				0.2			0.2
81	1	1					0.2		0.2

**Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio**
**Combinazione di carico numero**

82	Qperm
----	-------

**Comb.\Cond 1 2**

82	1	1
----	---	---

**Combinazioni agli Stati Limite di Danno**
**Combinazione di carico numero**

83	Sisma 0 / 90
84	Sisma 0 / 270
85	Sisma 90 / 0
86	Sisma 90 / 180
87	Sisma 180 / 90
88	Sisma 180 / 270
89	Sisma 270 / 0
90	Sisma 270 / 180

**Comb.\Cond 1 2 14 15 16 17**

83	1	1	1	0.3		
84	1	1	1			0.3
85	1	1	0.3	1		
86	1	1		1	0.3	
87	1	1		0.3	1	
88	1	1			1	0.3
89	1	1	0.3			1
90	1	1			0.3	1