

Architetto Germano De Gaspari
Iscritto all'Albo degli Architetti e dei
Collaudatori Statici di Venezia n° 1659
Coordinatore Sicurezza D.Lgs 81/2008
Collaudatore Tecnico di Lavori Pubblici
della Regione Veneto L.R. 27/2003 - n° 1381
Certificazione Antincendio L. 818/1984
www.studiodgg.it
degaspari@studiodgg.it
degaspari@pec.studiodgg.it
Utente Skype:germano.degaspari.architetto
Cellulare: 348.2877475

Comune di Stra
Provincia di Venezia



PROGETTO DEFINITIVO

Opere di ampliamento del civico Cimitero di Paluello di Stra

1° stralcio esecutivo

RELAZIONE DI CALCOLO CEMENTI ARMATI

CUP: H47H13001850004

CIG: _____



OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO

Lavori di costruzione dell'ampliamento del cimitero di Paluello di Stra

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

(ai sensi dell'art. 4 della legge 5-11-1971, n. 1086)

Nella esecuzione delle opere in epigrafe è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- | | | | |
|--|--|------------|-----------|
| 1) INERTI: | Sabbia lavata e ben granata | granul. mm | 2 |
| | Ghiaino vagliato | » mm | 3-7 |
| | Ghiaietto vagliato | » mm | 7-15 |
| | Ghiaia vagliata | » mm | 15-32 max |
| <u>Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume</u> | | | |
| 2)ACQUA: | Potabile e priva di sali (solfuri o cloruri) | | |
| 3)CEMENTO: | Tipo CEM II/A-P 32.5 N,R | | |
| 4)FERRO: | Tipo B 450 C | | |
| 5)LATERIZI: | Tipo semipieni | | |
| 6)MALTA: | Classe M2 | | |
| 7)ACCIAIO STRUTT: | S275JR (UNI EN 10025) | | |

Il calcestruzzo da impiegarsi sia nelle strutture verticali che orizzontali sarà

armato normale a prestazione garantita:

- classe di resistenza C 25/30 N/mm²
- cemento tipo CEM II/A-P 32.5 N,R
- slump: S4
- rapporto acqua-cemento: < 0.60
- diametro massimo degli inerti: 32 mm
- additivi: UNI EN 934
- classe di esposizione XC2

(Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici).

(), li

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

Visto:
IL DIRETTORE DEI LAVORI

Visto:
IL COSTRUTTORE

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. del 2/9/1968 Riconoscimento di efficacia di alcune misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi.
Legge n.1086 del 5 Novembre 1971: “ Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974 n.11951 - "Istruzioni relative alla Legge 05.11.1971 n. 1086”
Legge n.64 1974: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
CNR 10022 -1984 – Profili in acciaio formati a freddo
CNR 10016 -1985 – Travi composte acciaio –calcestruzzo
CNR 10024 -1986 – Analisi mediante elaboratore –impostazione e redazione delle relazioni di calcolo
CNR 10011 -1987 – Anime irrigidite di travi a parete piena
D.M. LL..PP 20.11. 1987 –Norme Tecniche per la progettazione , esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento
D.M. LL.PP 03.12.1987 - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate
CNR 10011 -1988 – Costruzioni In acciaio – Istruzioni per il calcolo
D.M. 11.03.1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
Circ.Min. LL.PP. 24.09.1988, n. 30483 - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione di cui al decreto ministeriale 11 marzo 1988”.
Circ. LL.PP 4 gennaio 1989 n.30787 – Istruzioni in merito alle norme tecniche per le murature.
Circ. LL.pp. 16.03. 1989 - Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione , esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate
Strutture in legno – DIN 1052 – DIN 1052 parte I e II.
D.M. LL.PP 04/05/1990 – Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione , esecuzione e collaudo dei ponti stradali

Circ. LL.PP 25.02.1991 – n. 34233 Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali
D.M. del 14 Febbraio 1992: “ Norme tecniche per l’ecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”
C.N.R. 10011 del 14 Febbraio 1992 : “ Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’ecuzione, il collaudo e la manutenzione”
Circ. LL.PP. n.37406/STC del 24 Giugno 1993: “Istruzioni relative alle norme tecniche per l’ecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14.2.1992”
Istr. I/SC/PS-OM 2298 del 02.06.1995 Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione l’ecuzione ed il collaudo.
D.M. LL.PP. del 9 Gennaio 1996: “Norme tecniche per il calcolo, l’ecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”
D.M. 16.01.1996 - "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
Circ.Min. LL.PP. 15.10.1996, n. 252AA.GG/STC - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l’ecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
Circ.Min. LL.PP. 04.07.1996, n. 156AA.GG/STC - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
Istr 44b/ 1997- Istruzioni per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
Circ.Min. LL.PP. 10.04.1997, n. 65 - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche del 1996 per le costruzioni in zona sismica
Linee Guida per strutture isolate dal sisma – CSLP -1998 – Linee guida per la progettazione e l’ecuzione di strutture isolate dal sisma – Cons. Sup. LL.PP
Ordinanza 3274/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
NORME C.N.R. 10011 “costruzioni in acciaio: Istruzioni per il calcolo, l’ecuzione, il collaudo e la manutenzione”
Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici. ENV 1992-1-1
- D.L. del 09.04.2008 n. 81 “Testo Unico sulla sicurezza nei luoghi di lavoro

D.M. (infrastr.) 14 gennaio 2008 - NTC NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI .
4 Febbraio 2008: pubblicazione delle NTC 2008 (su G.U. n. 29 del 4.02.2008 suppl. ord. n° 30)
4 marzo 2008: entrata in vigore delle NTC 2008. Da tale data (in accordo all'art. 20 D.L. 248/07 come modificato dalla legge di conversione 28.02.2008 n.31):
26.02.2009 : pubblicazione della circolare 02/02/2009 n.617- Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» (su G.U. n. 47 del 26.02.2009 suppl. ord. n. 27)
Circolare 5 agosto 2009: “Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio

Normativa Di Riferimento Specifica.

- UNI ENV 1993-1-1:2005 EUROCODICE 3, progettazione delle strutture in acciaio;
- UNI EN 10210-1, per laminati a caldo con profili a sezione cava;
- UNI ENV 1999-1-1:2007 EUROCODICE 9, progettazione delle strutture in alluminio.
- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni. Pubblicato sul S.O. n°30 alla Gazzetta Ufficiale 04 Febbraio 2008 n°29.
- Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n°617 in data 02 Febbraio 2009. Pubblicata sul S.O. n°27 alla Gazzetta Ufficiale 26 Febbraio 2009 n°47.
- Decreto Presidenziale 06 Giugno 2001 n. 380.
- Circolare del Ministero dell'Interno in data 01 Aprile 2011 n°1689. “Locali di pubblico spettacolo di tipo temporaneo o permanente. Verifica della solidità e sicurezza dei carichi sospesi.”

PRINCIPI FONDAMENTALI

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 dalle presenti norme.

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. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

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

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

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

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

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.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione dell'opera. I componenti, sistemi e prodotti, edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni di seguito prescritti.

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle norme. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a normative di comprovata validità.

STATI LIMITE

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

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

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non

- strutturali, impianti, macchinari;
d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

VERIFICHE

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini. La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

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

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

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

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

VITA NOMINALE

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

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

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

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

CLASSI D'USO

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

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

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

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

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

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

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

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

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

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

Classificazione delle azioni in base al modo di esplicitarsi

a) dirette:

forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;

b) *indirette*:

spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.

c) *degrado*:

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;

- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

a) *statiche*: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;

b) *pseudo statiche*: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;

c) *dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;

forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);

- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);

- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;

- pretensione e precompressione (P);

- ritiro e viscosità;

- spostamenti differenziali;

b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;

- esplosioni;

- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti in Tab. 2.5.I, per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;

- valore frequente $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;

- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in Tab 2,6,I

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

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 varie combinazioni.

STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

La Tabella 2.6.I, e le successive, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti norme. Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

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

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

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci elencate sopra (SLE).

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

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

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

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

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Caratteristiche dell'analisi e del codice di calcolo

L'analisi strutturale del progetto e le relative verifiche effettuate sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. In conformità con quanto richiesto dalle NTC 2008 § 10.2 si riportano di seguito le caratteristiche riguardanti la tipologia di analisi svolta ed il codice di calcolo utilizzato.

1.1 Analisi svolta

Tipo di analisi svolta	
Metodo numerico adottato	Metodo di calcolo agli elementi finiti
Solutore ad elementi finiti adottato	Xfinest di Harpaceas
Metodo di verifica	

1.2 Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

Software	TRAVILOG TITANIUM 2 9
Autore, produttore e distributore	Logical Soft s.r.l – via Garibaldi 253, 20033 Desio (MB)
Solutore ad elementi finiti adottato	Xfinest di Harpaceas

La licenza di utilizzo del codice di calcolo è concessa da Logical Soft s.r.l a:

ICARO DANIELE(*), Codice Cliente: 85441 (*) COLLABORATORE STUDIO PROGETTISTA ARCH. GERMANO DE GASPARI
VIA MONTEVERDI 8, 35027, NOVENTA PADOVANA - PD

Numero di serie: 4621

Codice di abilitazione: 5YHU65VERBMD9KL7YKVGfVQ4GX7G42WT

1.3 Caratteristiche dell'Elaboratore

Sistema Operativo	Sistema Operativo Nome: Microsoft Windows 7 Home Premium Versione: 6.1.7601.65536 RAM: 6092 MByte
Processore	Processore computer Tipo CPU: Intel(R) Core(TM) i5-2430M CPU @ 2.40GHz Intel64 Family 6 Model 42 Stepping 7 Velocità CPU: 2401 MHz
Scheda Video	Scheda grafica Descrizione: Radeon (TM) HD 6470M Versione Driver: 8.830.6.3000 Modalità video: 1366 x 768 x 4294967296 colori Processore video: ATI display adapter (0x6760) Accelerazione: sconosciuta RAM: 1.024 MByte

(cfr. NTC2008 - § 10.2)

Descrizione del codice di calcolo

In questo paragrafo si fornisce un inquadramento teorico relativo alle metodologie di calcolo ed all'impostazione generale impiegata nel software di calcolo ad elementi finiti *TRAVILOG TITANIUM 2*, utilizzato nella modellazione della struttura.

Codice di calcolo

Il codice di *TRAVILOG TITANIUM 2* è stato sviluppato da Logical Soft s.r.l. in linguaggio Visual Studio 2008 e .Net Framework 2.0 e non può essere modificato o manipolato dall'utente. In allegato alla relazione si accludono alcuni test effettuati al fine di certificare l'affidabilità del codice di calcolo relativamente ad alcuni semplici casi prova, riportando analisi teorica, soluzione fornita da *TRAVILOG TITANIUM 2* ed altro codice di calcolo di confronto. Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è Xfinest 8.1, prodotto da Harpaceas s.r.l. La bontà del solutore è certificata direttamente da CEAS s.r.l., produttore di XFinest 8.1. Per maggiori dettagli in merito si consiglia di consultare le specifiche relative al solutore di calcolo.

Metodo numerico adottato

Il software esegue l'analisi della struttura tramite **metodo di calcolo agli elementi finiti**, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste elazioni il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

Caratteristiche del modello

Ogni telaio, realizzato con materiali caratterizzati da comportamento perfettamente elastico, è modellato con 2 tipologie di elemento finito:

- **Tipo asta**, adatto per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento unidirezionale.
L'elemento asta è calcolato mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero – Bernoulli. Il programma mostra i diagrammi delle azioni interne discretizzando l'elemento in 17 punti di calcolo.
Se l'asta ha proprietà di suolo elastico, il software valuta le azioni interne e le pressioni sul terreno secondo la teoria delle travi su suolo elastico alla Winkler.
L'elemento finito di XFinest, al cui manuale si rimanda per maggiori dettagli, è l'elemento MBEAM.
- **Tipo shell** (elemento finito tipo QF46) per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento bidimensionale.
Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente.
L'elemento finito QF46 utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin – Reissner. E' adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2 x 2. Per maggiori dettagli si può fare riferimento al manuale di XFinest.

Tipologie di analisi svolte dal software

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento. Il software esegue i seguenti metodi di analisi:

- **Analisi statica.** La struttura è soggetta a carichi statici, distribuiti o concentrati, applicati alle aste, ai nodi o agli elementi shell.
L'equazione risolvente in tal caso ha la seguente forma:

$$F = K x$$

dove:

F è il vettore dei carichi agenti sulla struttura

K è la matrice di rigidezza

X è il vettore di spostamenti e rotazioni (gradi di libertà del sistema).

- **Analisi sismica statica.** Se la struttura possiede le caratteristiche previste dalla normativa, l'azione del sisma può essere modellata con un sistema di forze di piano equivalenti, valutate e assegnate in funzione della rigidezza degli elementi. La precedente diventa pertanto:

$$F + F_s = K x$$

dove:

F_s è il vettore dei carichi sismici equivalenti agenti sulla struttura, valutati in base alle relative norme di riferimento.

- **Analisi sismica dinamica modale.** In questo caso il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

$$M \ddot{x} + K x = - M \ddot{u}$$

dove:

M è la matrice di massa della struttura

K è il vettore delle accelerazioni sismiche applicate al terreno

U è il vettore delle accelerazioni imposte

Gli effetti dinamici dovuti al comportamento inerziale della struttura e l'effetto dei carichi statici vengono successivamente combinati, secondo opportuni coefficienti stabiliti dalla norma.

Formulazione del metodo

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'analisi di tipo lineare. In questo caso la matrice di rigidezza non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione per piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione. In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente. Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidezza totale della struttura.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

Metodo di risoluzione del problema dinamico

La risoluzione del problema dinamico a n gradi di libertà si basa su un **metodo di sovrapposizione modale**. Tale metodo permette di trasformare un sistema di equazioni accoppiate a un sistema di equazioni disaccoppiate, utilizzando le proprietà di ortogonalità di autovalori e autovettori, ovvero i modi di vibrare della struttura. Lo studio della struttura non necessita dell'estrazione di tutti gli autovalori, ma solo di una parte significativa di essi, secondo limiti previsti dalle norme. Il metodo utilizzato dal software per l'estrazione degli autovalori è il metodo di *Lanczos*, adatto anche per matrici non simmetriche a termini complessi. Nel calcolo della risposta sismica i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati secondo il metodo *CQC*, che consente di tener conto delle singole componenti modali X_k , ottenute da una combinazione quadratica delle componenti X_{kj} secondo opportuni coefficienti.

Metodi di verifica svolti dal software

TRAVILOG TITANIUM 2 è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento delle strutture secondo due metodi principali di verifica:

- **Tensioni ammissibili.** I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.
- **Stati limite.** Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito). Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:
 - **Stato limite ultimo.** La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.
 - **Stato limite di esercizio.** Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara, Frequente, Quasi permanente.**
 - **Stato limite di danno.** È il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti.

Sistemi di riferimento

Il programma possiede 2 diversi tipi di sistema di riferimento:

-Riferimento globale.

Il sistema di riferimento è definito da una terna cartesiana destrorsa, valido per tutti gli elementi della struttura e non dipende dal particolare orientamento di parti di essa.

I vincoli esterni, le reazioni vincolari e gli spostamenti nodali calcolati sono riferiti alla terna globale

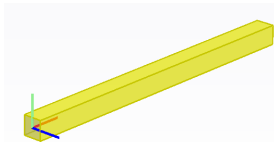


La terna di riferimento globale

-Riferimento locale.

In questo caso il sistema di riferimento è ancora definito da una terna cartesiana destrorsa, l'orientamento del quale varia elemento per elemento. Le azioni interne sono sempre riferite alla terna locale

- **Riferimento locale per le Aste.** Per l'elemento asta la direzione x è coincidente con l'asse baricentrico dell'asta stessa, mentre y e z sono perpendicolari ad x e diretti secondo gli assi principali d'inerzia della sezione assegnata all'asta. Secondo l'impostazione di default y è diretto secondo la direzione di azione del peso, a meno di rotazioni assegnate alla sezione. Selezionando un'asta TRAVILOG TITANIUM 2 mostra la terna locale: asse locale X rosso, asse locale Y verde, asse locale Z blu.



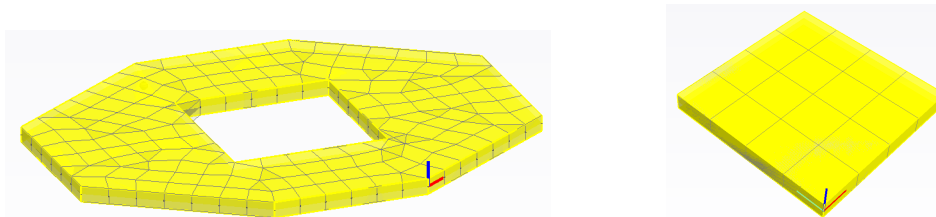
Terna locale dell'elemento asta

- **Riferimento locale per gli elementi shell.** Per gli elementi bidimensionali TRAVILOG TITANIUM 2 trasforma le azioni interne in un unico sistema di riferimento.

Il riferimento adottato dipende da come vengono costruiti i macro elementi dai quali verrà generata automaticamente la mesh di calcolo:

Elemento poligonale. Si tratta di un macro elemento poligonale o quadrangolare a mesh regolare. La terna locale è così definita:

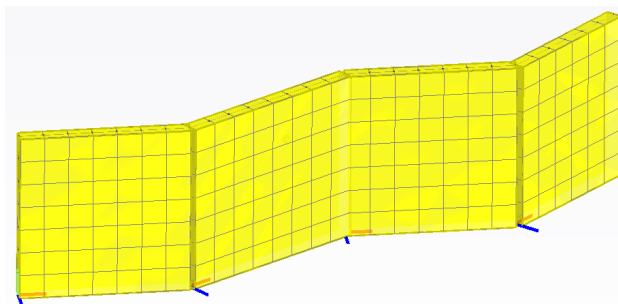
asse X locale (rosso) con origine nel primo nodo cliccato e in direzione primo nodo – secondo nodo. Asse Y locale (verde) ortogonale a X locale, complanare all'elemento ed in direzione del terzo nodo. Asse Z locale (blu) ortogonale al macro elemento. Per questo tipo di elemento è anche possibile definire fori poligonali. La mesh può essere generata manualmente (solo per elementi quadrangolari) o automaticamente.



Esempi terna locale elemento poligonale ed elemento quadrangolare

Elemento estruso (Muro o Nucleo):

Si tratta di un macro elemento a mesh regolare generato per estrusione in direzione delle forze peso a partire da una traccia. Per ciascuna faccia piana la terna locale è definita nel seguente modo: Asse locale X (rosso) lungo i nodi della traccia. Asse locale Y (verde) diretto come la direzione di estrusione. Asse locale Z (blu) ortogonale alla faccia a formare una terna destra con X e Y.

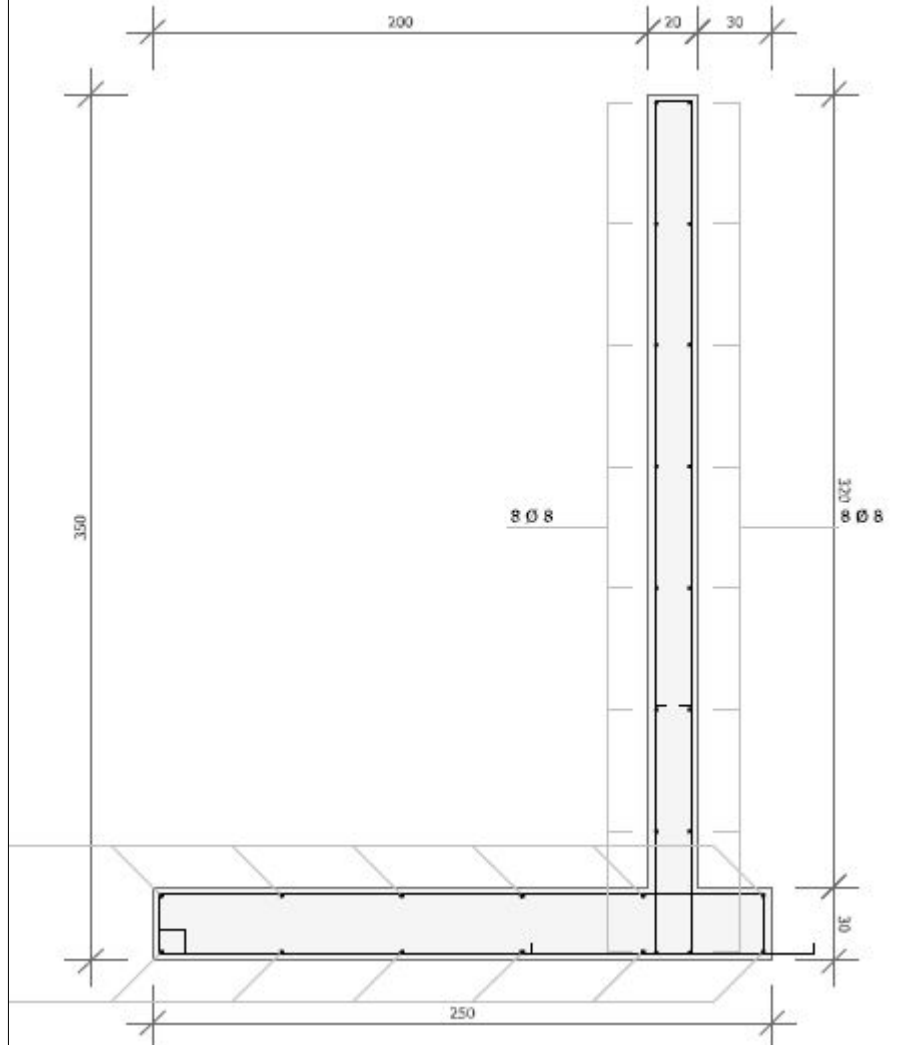


Esempio terna locali elemento nucleo estruso

1 Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro

NOME DEL MURO:
Muro.TTMro



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2008

Dimensioni del Muro:

Altezza	H	3,20 m
Larghezza	l	0,20 m
Risega interna	R _i	0,00 m
Risega esterna	R _e	0,00 m
Lunghezza	L	5,00 m

Dimensioni della Fondazione:

Altezza	h	0,30 m
Larghezza	l	2,50 m
Mensola interna	M _i	0,30 m
Mensola esterna	M _e	2,00 m

Dimensioni del Dente di fondazione:

Dente:	No	
Altezza	a	0,00 m
Larghezza	b	0,00 m
Posizione	x	0,00 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	Argilla molle	1,00

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
Argilla sabbiosa	-1,00	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
Argilla sabbiosa	-1,00

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	z_w	0,00 m
---	-------	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

2 Risultati : Approccio 1 – Combinazione 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,653	0,000	3.906,3	0,0	3.906,3	2,67	0,0

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K_a	K_p	Δ Spinta H [daN]	Δ Spinta V [daN]	DeltaSpinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,653	0,000	0,0	0,0	0,0	1,67	0,0

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K_a	K_p	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,653	0,000	3.025,0	0,0	3.025,0	2,47	0,0

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K_p	% Spinta passiva	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
---------------------	-------	------------------	----------------	----------------	--------------	-------------	-----------

Argilla sabbiosa	1,776	0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0
------------------	-------	---	-----	-----	-----	------	-----

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [daN]	Peso soletta fondazione [daN]	Peso terreno interno [daN]	Peso terreno esterno [daN]	Sovraccarico [daN]
1.569,6	1.839,4	1.262,5	2.746,8	0,0

3 Risultati : Approccio 1 – Combinazione 1

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	Ka	Kp	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,589	0,000	3.519,8	0,0	3.519,8	2,67	0,0

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	Ka	Kp	ΔSpinta H [daN]	ΔSpinta V [daN]	DeltaSpinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,653	0,000	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	Ka	Kp	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,589	0,000	2.725,7	0,0	2.725,7	2,47	0,0

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	Kp	% Spinta passiva	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla sabbiosa	2,040	0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [daN]	Peso soletta fondazione [daN]	Peso terreno interno [daN]	Peso terreno esterno [daN]	Sovraccarico [daN]
1.569,6	1.839,4	1.262,5	2.746,8	0,0

4 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,589	0,000	3.519,8	0,0	3.519,8	2,67	0,0

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K _a	K _p	ΔSpinta H [daN]	ΔSpinta V [daN]	DeltaSpinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,653	0,000	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla molle	0,589	0,000	2.725,7	0,0	2.725,7	2,47	0,0

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K _p	% Spinta passiva	Spinta H [daN]	Spinta V [daN]	Spinta [daN]	Braccio [m]	Incl. [°]
Argilla sabbiosa	2,040	0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [daN]	Peso soletta fondazione [daN]	Peso terreno interno [daN]	Peso terreno esterno [daN]	Sovraccarico [daN]
1.569,6	1.839,4	1.262,5	2.746,8	0,0

5 Verifiche

Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [daN m]	Momento stabilizzante [daN m]	Fs	Verifica
EQU	3.580,7	10.178,3	2,84	OK
Sisma	2.933,1	11.309,2	3,86	OK

Scheda tecnica del materiale

Descrizione

Nome: **C25/30**

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 2.452,5 daN/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 249,0 kg/cm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 25,6 daN/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 17,9 daN/cm²

Modulo Elastico E_{cm} : 300.450,9 daN/cm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 11,9 daN/cm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 300,0 daN/cm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 329,0 daN/cm²

Resistenza media a flessione f_{ctm} : 30,7 daN/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 33,3 daN/cm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 141,1 daN/cm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 22,2 daN/cm²

Descrizione

Nome: **B450C**

Descrizione:

Tipologia del materiale: acciaio per cemento armato

Caratteristiche dell'acciaio

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} : 4.500,0 daN/cm²

Modulo elastico E_S : 202.086,0 daN/cm²

Allungamento sotto carico massimo A_{gt} : 675 ‰

Coefficiente di omogeneizzazione n : 15

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1,15

Densità ρ : 7.651,8 daN/m³

Tensione ammissibile σ_s : 2.600,0 daN/cm²

Descrizione

Nome: **Argilla sabbiosa**

Descrizione:

Tipologia del materiale: terreno

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno Φ_i : 20

Coesione c' : 0,04 daN/cm²

Densità ρ : 1.962,00 daN/m³

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo $\Phi_{ter-cls}$: 0

Costante di Winkler k_W : 4,91 daN/cm³

Descrizione

Nome: **Argilla sabbiosa**

Descrizione:

Tipologia del materiale: terreno

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno Φ_i : 20

Coesione c' : 0,04 daN/cm²

Densità ρ : 1.962,00 daN/m³

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo $\Phi_{ter-cls}$: 0

Costante di Winkler k_W : 4,91 daN/cm³

Descrizione

Nome: **Argilla molle**

Tipologia del materiale: terreno

Descrizione:

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno Φ_i : 15

Coesione c' : 0,02 daN/cm²

Densità ρ : 1.912,95 daN/m³

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo $\Phi_{ter-clc}$: 0

Costante di Winkler k_W : 1,96 daN/cm³

8 Armatura teorica

1 SLU

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [daN m]	Nsd [daN]	Vsd [daN]	Csic	εcls [%]	εfe [%]	Verifica
Muro	2,51	2,51	-1.998,9	-1.569,6	-2.725,7	0,2	3,5	19,8	ok
Soletta interna	2,51	2,51	-124,6	549,1	-2.725,7	13,9	3,5	66,5	ok
Soletta esterna	2,51	2,51	3.717,4	-2.815,8	-2.725,7	0,4	3,5	66,5	ok

2 SLE rara

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [daN m]	Nsd [daN]	σcls [daN/cm ²]	σcls LIMITE [daN/cm ²]	σfeT [daN/cm ²]	σfeC [daN/cm ²]	σfe LIMITE [daN/cm ²]	Verifica
Muro	2,51	2,51	-1.998,9	-1.569,6	77,1	149,4	4.675,4	127,5	2.700,0	ok
Soletta interna	2,51	2,51	-124,6	422,4	2,1	149,4	280,6	3,0	2.700,0	ok
Soletta esterna	2,51	2,51	2.520,0	-2.815,8	46,2	149,4	3.359,4	242,2	2.700,0	ok

3 SLE quasi permanente

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [daN m]	Nsd [daN]	σcls [daN/cm ²]	σcls LIMITE [daN/cm ²]	σfeT [daN/cm ²]	σfeC [daN/cm ²]	Verifica
Muro	2,51	2,51	-1.998,9	-1.569,6	77,1	149,4	4.675,4	127,5	ok
Soletta interna	2,51	2,51	-124,6	422,4	2,1	149,4	280,6	3,0	ok
Soletta esterna	2,51	2,51	2.520,0	-2.815,8	46,2	149,4	3.359,4	242,2	ok

Stra, aprile 2014
Il progettista incaricato