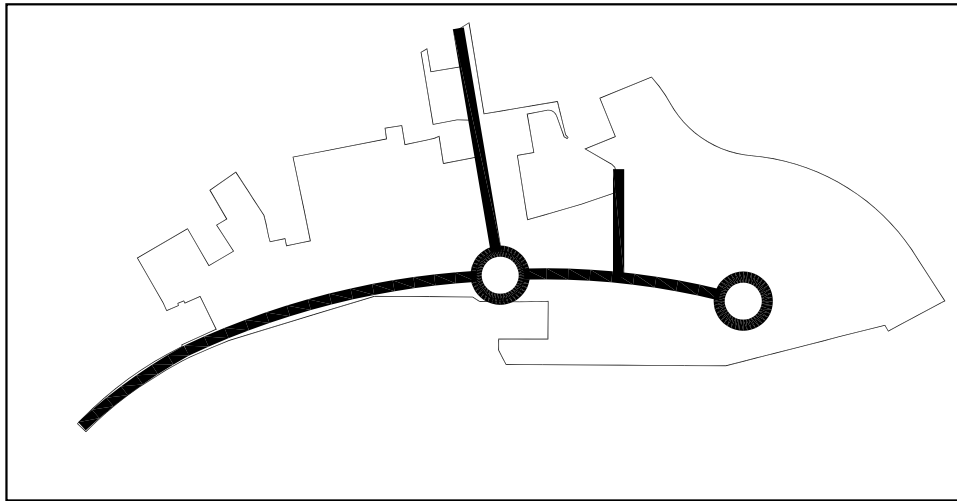


COMUNE DI NICHELINO
PROVINCIA DI TORINO



PIANO PER INSEDIAMENTI PRODUTTIVI
P.I.P.4

Legge 22/10/1971 n. 865 art. 27
Legge Regionale 05/12/1977 n. 56 art. 42 e s.m.i.
VARIANTE 2 - OPERE DI URBANIZZAZIONE

Il Sindaco: Dott. G. Catizone
L'Assessore all'Urbanistica: Rag. F. Fattori
Il Segretario Comunale: Dott. R. Camarda



progetto
con

Ing. Silvano VEDELAGO
Arch. Sara DOMINICI



STUDIO MEDIAPOLIS s.r.l.
Via della Rocca n. 21-10123 TORINO
Tel. 011/812.78.37 - Fax 011/812.79.19
Internet: <http://www.gruppomediapolis.com>
E-Mail: studio@gruppomediapolis.com

documento

RELAZIONE TECNICA
OPERE IN C.A.

tavola

V2.20

sostituisce

scala

commessa 03/0283

note

Revisione	data	oggetto di revisione	Si consegnata	F.F. redatto	S.D. verificato	S.V. approvato
0	12/12/2007	Emissione				
File	0283-Nichelino/0283-PIP/0283-ESE-00UU/0283-PIP-ESE-00UU-VAR2-DO/Rel tec recinzioni		plot			

RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO

1	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE PORTANTI	3
1.1	Premessa	3
1.2	Descrizione generale	3
1.3	Aspetti geotecnici.....	3
1.4	Aspetti tecnici.....	3
1.5	Fondazioni	3
1.6	Strutture verticali.....	3
1.7	Metodo di calcolo.....	4
2	QUADRO NORMATIVO.....	5
2.1	Leggi.....	5
2.2	Decreti	5
2.3	Circolari	6
2.4	Norme UNI.....	7
2.5	Eurocodici.....	7
3	MATERIALI	8
3.1	Magrone	8
3.2	Muri perimetrali.....	8
3.3	Acciaio per C.A.	8
3.4	Acciaio per strutture metalliche.....	8
4	ANALISI DEI CARICHI	10
4.1	Pesi propri	10
4.2	Carichi permanenti e sovraccarichi variabili.....	10
4.3	Neve	10
4.4	Vento	10
4.5	Variazioni termiche	11
4.6	Copriferro nominale	11
5	MODALITÀ DI CALCOLO	12
5.1	Strutture in c.a.	12
5.1.1	Generalità.....	12
5.1.2	Determinazione delle azioni di calcolo	13
5.1.3	Verifiche allo stato limite ultimo per flessione	14
5.1.4	Verifica allo stato limite per taglio	15
5.1.5	Verifica agli stati limite di esercizio	15

5.1.6	Fattori di sicurezza	16
5.1.7	Stati limite delle tensioni di esercizio	17
5.2	Strutture in acciaio	18
5.2.1	Generalità, azioni di calcolo e verifiche	18
6	VERIFICHE	20
6.1	Muro di recinzione con salto di quota	20

1 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE PORTANTI

1.1 Premessa

Il presente progetto delle opere di fondazione e strutturali sono state redatte in base al progetto architettonico ed impiantistico ed in accordo con le normative vigenti al momento della stesura del progetto.

1.2 Descrizione generale

I manufatti oggetto di intervento sono i muretti in cemento armato di altezza variabile e pannelli modulari in grigliato metallico, di dimensioni 200x133 cm, i cui montanti saranno annegati nel getto in corrispondenza degli alloggiamenti ivi predisposti.

1.3 Aspetti geotecnici

Al fine di inquadrare correttamente le problematiche geologico-tecniche connesse alla realizzazione dei muretti in cemento armato, si fa riferimento ad una relazione redatta per una zona limitrofa, in Via Buffa, a firma del Dott. Geolog. ACCOTTO.

1.4 Aspetti tecnici

Si tratta della realizzazione di una serie di muretti in c.a. di altezza variabile e pannelli modulari in grigliato metallico.

1.5 Fondazioni

Le fondazioni sono previste dirette, con allargamento al piede dei muretti gettati in opera.

1.6 Strutture verticali

Muretti in c.a. gettati in opera con copriferro regolamentare.

1.7 Metodo di calcolo

Metodo di calcolo adottato per le verifiche dei vari elementi strutturali:

metodo degli stati limite

Normativa utilizzata:

D.M. 09/01/1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”

2 QUADRO NORMATIVO

2.1 Leggi.

- L. 05.11.1971, n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- L. 02.02.1974, n.64. “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

2.2 Decreti

- D.M. 12.02.1982, “Aggiornamento delle norme tecniche relative ai “Criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- R.D. 25.05.1985, n. 350. “Regolamento per la direzione, contabilità, collaudazione dei lavori dello Stato che sono nelle attribuzioni del ministero dei lavori pubblici”.
- D.M. 24.01.1986, “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”.
- D.M. 20.11.1987, “Norme per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.
- D.M. 02.12.1987, “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzione prefabbricate”.
- 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”.
- D.M. 04.05.1990, “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali”.
- D.M. 14.02.1992, “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. 16.01.1996 “Norme tecniche relative ai “Criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- D.M. 16.1.1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- D.M. 9.1.1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 20.03.2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

2.3 Circolari

- Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951, “Applicazione della Legge 05.11.1971, n. 1086”.
- Circ. Min. LL.PP. 31.07.1979, n. 19581, “Legge 05.11.1971, n. 1086, art. 7, Collaudo statico”.
- Circ. Min. LL.PP. 23.10.1979, n. 19777, “Competenza amministrativa: Legge 05.11.1971, n. 1086; Legge 02.02.1974, n.64”.
- Circ. Min. LL.PP. 09.01.1980, n. 20049, “Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato”.
- Circ. Min. LL.PP. 30.06.1980, n. 20244, “Istruzioni relative alle norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- Circ. Min. LL.PP. 11.11.1980, n. 20977, “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”.
- Circ. Min. LL.PP. 31.10.1986, n. 27996, “Istruzioni relative alle norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 27.07.1985.”
- Circ. Min. LL.PP. 01.09.1987, n. 29010, “Legge 05.11.1971, n. 1086, D.M. 27.07.1985, controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato normale in particolare”.
- Circ. Min. LL.PP. 1988, n. 30483, “Istruzioni 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. 04.01.1989, n. 30787, “Legge 02.02.1974, n.64, art. 1 - Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.

2.4 Norme UNI

- CNR - UNI 10011, Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.
- CNR - UNI 10016/72, Travi composte acciaio-calcestruzzo - istruzioni per il calcolo e l'esecuzione.
- CNR - UNI 9502, Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato. normale e precompresso.
- CNR - UNI 7677, Prove al fuoco: termini e definizioni.
- CNR - UNI 7678, Elementi costruttivi: prove di resistenza al fuoco.
- UNI - 9858, Calcestruzzo: prestazioni, produzione, messa in opera e criteri di conformità.

2.5 Eurocodici

- ENV 1991 EUROCODICE 1 Basi di calcolo ed azioni sulle strutture.
- ENV 1992 EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- ENV 1993 EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- ENV 1994 EUROCODICE 4 Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo.
- ENV 1997 EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.
- ENV 1998 EUROCODICE 8 Progettazione delle strutture resistenti al sisma.
- ENV 206 Calcestruzzo - prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità.

3 MATERIALI

3.1 Magrone

Resistenza caratteristica cubica a 28gg $R_{ck}=15 \text{ N/mm}^2$

3.2 Muri perimetrali

Resistenza caratteristica cubica a 28gg $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2 \text{ (C 25/30)}$

Tipo di cemento CEM 42.5

Classe di esposizione 2b

Classe di consistenza S3

Dimensione max dell'aggregato 30 mm

Rapporto A/C massimo: 0,65

Dosaggio minimo 280 Kg/mc

Copriferro nominale muri perimetrali 35 mm

3.3 Acciaio per C.A.

Acciaio a aderenza migliorata tipo FeB44K controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Allungamento $A_5 \geq 12\%$

3.4 Acciaio per strutture metalliche

Acciaio laminato a caldo tipo Fe 430 C

Tensione caratteristica di snervamento $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura a trazione $f_t \geq 410 \text{ N/mm}^2$

Allungamento a rottura $\epsilon_t \geq 22\%$

Elettrodi tipo E44 di classe 2-3-4 UNI 5132

Bulloneria classe 8/8.8

Bulloneria chiusa con chiave dinamometria con coppia di serraggio come da normativa.

Saldature testa a testa o a cordone d'angolo a piena penetrazione con lato uguale allo spessore minimo da unire.

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Pesi propri

Calcestruzzo in opera 25,00 KN/mc

4.2 Carichi permanenti e sovraccarichi variabili

Sovraccarichi dovuti al carico del terreno e di eventuali sovraccarichi stradali.

4.3 Neve

Carico neve al suolo

Zona I

$a_s = 239$ m. (q.s.l.m.) Nichelino (TO)

$q_{sk} = 1,60 + 3 (a_s - 200) / 1000$ KN/mq

$q_{sk} = 2,24$ KN/mq

Coefficiente di forma

μ_{f1} per coperture inclinate $< 30^\circ = 0,80$

Carico di neve sulle coperture

$q_s = \mu_{f1} * q_{sk} = 2,24 * 0,80 = 1,79$ KN/mq

4.4 Vento

Pressione del vento

$p = q_{ref} * C_e * C_p * C_d$

Pressione cinetica di riferimento

$q_{ref} = V_{ref}^2 / 1,6$

Altezza dei manufatti

$H = 2,0$ m circa

Zona 1 - Piemonte

$V_{ref,0} = 25$ m/s

$a_0 = 1000$ m

$a_s = 414$ m (q.s.l.m.)

per $a_s < a_0$ $V_{ref} = V_{ref,0}$

$q_{ref} = 25^2 / 1,6 = 390$ N/mq

Coefficiente di esposizione

Per $Z \geq Z_{min}$ $C_e(Z) = K r^2 * C_t * \ln(Z/Z_0) * [7 + C_t * \ln(Z/Z_0)]$

Per $Z < Z_{min}$ $C_e(Z) = C_e(Z_{min})$

Classe di rugosità del terreno	B
Categoria di esposizione del sito	IV
	$K_r = 0,22$
	$Z_0 = 0,30 \text{ m}$
	$Z_{\min} = 8,00 \text{ m}$
Coefficiente di topografia	$C_t = 1,00$
fino ad 8,00 m. di altezza	$C_e = 1,63$
<i>Coefficiente di forma</i>	$C_p = +0,80$ sopravvento
	$C_p = -0,40$ sottovento
Coefficiente dinamico	$C_d = 1,00$
<i>Pressione del vento a 8,00 m</i>	$p = 390 * 1,63 * 0,80 * 1,00 = 508 \text{ N/mq}$
	+0,51 KN/mq
	$p = 390 * 1,63 * 0,40 * 1,00 = 254 \text{ N/mq}$
	-0,25 KN/mq

4.5 Variazioni termiche

Strutture c.a./c.a.p.	esposte +/-15°C
	protette +/-10°C

4.6 Copriferro nominale

Fondazioni	35 mm
Muri perimetrali	35 mm

5 MODALITÀ DI CALCOLO

5.1 Strutture in c.a.

5.1.1 Generalità

La procedura di calcolo è un pre e post processore dotato di un proprio solutore tridimensionale agli elementi finiti (solutore interno). Il programma si avvale di una interfaccia grafica di tipo CAD che consente la progettazione di edifici in c.a., muratura, legno ed acciaio schematizzati attraverso un modello unico di struttura spaziale composta da elementi monodimensionali e bidimensionali con fondazioni poggianti su suolo elastico alla Winkler od elastoplastico, oppure su palificate.

Il manufatto viene schematizzato con un modello unico di telaio spaziale composto da aste ed elementi bidimensionali.

In particolare il programma:

individua i nodi necessari numerandoli e vincolandoli;

individua le aste numerandole, vincolandole, orientandole e caricandole;

schematizza i setti in c.a. ed in muratura, le platee di fondazione e le piastre in elevazione con mesh di elementi shell di dimensione massima assegnata;

simula il suolo o attraverso elementi finiti trave su suolo elastico (od elastoplastico) o con mesh di elementi molla le cui rigidezze in fase elastica sono calcolate automaticamente una volta assegnato il coefficiente di sottofondo; o schematizza i pali di fondazione con mesh di elementi asta nei cui nodi vengono disposti elementi FLAT cioè molle assialsimmetriche elastoplastiche le cui rigidezze in fase elastica sono calcolate automaticamente a partire dalla stratigrafia nella quale il palo è immerso;

modella con elementi membranali i piani dichiarati non infinitamente rigidi;

scrive il file di accesso al solutore e lancia automaticamente la soluzione;

crea il proprio database interno di spostamenti e sollecitazioni, al termine della soluzione.

Viene utilizzato un solutore tridimensionale agli elementi finiti di tipo SAP. Il solutore interno consente tra l'altro la analisi di fenomeni di non linearità geometrica (metodo P-delta) e di aste non reagenti alla trazione o alla compressione, di fondazioni sia superficiali

che profonde in suolo elastoplastico, elementi bidimensionali parzialmente o non reagenti alla trazione.

le rotazioni dei nodi costituenti la travata.

Le verifiche dei vari elementi strutturali sono condotte con il metodo delle tensioni ammissibili (controllo delle tensioni, calcolo delle deformazioni, calcolo delle aperture delle fessure) o secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite (rottura delle sezioni) in accordo al D.M. 14/02/92 o all'EUROCODICE 2 (ENV 1992).

Per i fattori di sicurezza parziale per i materiali e per i carichi si sono adottati i coefficienti proposti dalla vigente normativa.

5.1.2 Determinazione delle azioni di calcolo

La determinazione delle azioni agenti sulla struttura sono state effettuate utilizzando le relazioni di seguito riportate:

Stati limite ultimi

Combinazione delle azioni di carico per gli Stati limite ultimi per strutture non soggette a carico d'incendio (strutture a freddo):

$$F_d = \gamma_g * G_k + \gamma_p * P_k + \gamma_q * \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} * Q_{ik}) \right]$$

per le strutture soggette a carico d'incendio (strutture a caldo):

$$F_d = G_k + 0,7 * [Q_{(neve,vento)} + Q_{(neve)}] + \left[\sum_{i=1}^{i=n} Q_{ik} \right]$$

Stati limite di esercizio

Combinazione delle azioni di carico per gli Stati limite di esercizio .

Combinazioni rare:

$$F_d = G_k + P_k + \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} * Q_{ik}) \right]$$

Combinazioni frequenti:

$$F_d = G_k + P_k + \left[\Psi_{11} * Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{2i} * Q_{ik}) \right]$$

Combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_k + P_k + \left[\sum_{i=1}^{i=n} (\Psi_{2i} * Q_{ik}) \right]$$

Combinazioni in caso di azioni eccezionali:

$$F_d = G_k + Q_{dk} + \gamma_{ex} * Q_{ex}$$

In alternativa alle espressioni sopra indicate, per le stesure di edifici, le combinazioni dei carichi possono essere semplificate con le seguenti espressioni (che possono essere utilizzate per le combinazioni rare e frequenti):

situazione di progetto con una sola azione variabile $Q_{K,1}$:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1}$$

situazione di progetto con due o più azioni variabili $Q_{K,1}$:

$$\sum G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

adottando, tra le due, la combinazione che dà gli effetti più sfavorevoli.

Il significato dei simboli e i loro valori sono riportati di seguito:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro dipendenti;

Q_{dk} = frazione dei carichi variabili caratteristici avente una durata di applicazione superiore a 30 giorni l'anno;

Q_{ex} = valori nominale dell'azione eccezionale considerata;

5.1.3 Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Le verifiche sono condotte assumendo una distribuzione rettangolare della tensione nel calcestruzzo per una altezza pari a $0,8 x$ dal bordo compreso ove x è la distanza tra asse neutro e fibra estrema compressa. La tensione del calcestruzzo è assunta pari a

$$\alpha * f_{ck} / \gamma_c$$

con:

$\alpha = 0.85$ (fattore di riduzione addizionale per carichi di lunga durata)

$f_{ck} = 0.83 * r_{ck}$ (resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo)

γ_c (fattore di riduzione parziale per il calcestruzzo)

Vengono segnalate situazioni di fragilità per rottura del calcestruzzo con

$$x/d > 0,0035 / (0,0035 + f_{yk} / \gamma_s / E_s)$$

ove

x distanza tra asse neutro e fibra estrema compressa

d altezza utile della sezione

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

γ_s fattore di sicurezza parziale dell'acciaio.

E_s modulo di elasticità dell'armatura

5.1.4 Verifica allo stato limite per taglio

La verifica viene condotta secondo il metodo standard.

Per la verifica di V_{rd1} (resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio) e V_{rd3} (resistenza di calcolo dell'elemento con di armatura a taglio) in caso di appoggio diretto nel tratto compreso tra filo appoggio e sezione a distanza d (altezza utile) dal filo appoggio viene assunto il valore V_{sd} (valore di calcolo della forza tagliante agente allo stato limite ultimo) calcolato alla distanza d dal filo appoggio.

La valutazione di V_{rd1} viene effettuata con riferimento all'armatura tesa ancorata oltre la possibile fessura a taglio.

La presenza di sagomati viene valutata come area di staffe equivalente diffusa su una lunghezza pari a $2 \cdot d$ a cavallo della sagoma.

5.1.5 Verifica agli stati limite di esercizio

Le azioni vengono calcolate con coefficiente di combinazione 1 per i carichi permanenti e coefficiente di combinazione ψ definito in base alla normativa per i carichi variabili.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio vengono calcolate nell'ipotesi di sezione fessurata.

Il calcolo dell'ampiezza delle fessure viene svolto secondo EC2 4.4.2.4 con :

$$\beta_1 = 1$$

β_2 come da normativa

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

σ_{sr} calcolata per la sezione omogeneizzata.

Il calcolo della freccia viene effettuato nella doppia ipotesi di sezione interamente reagente o di sezione fessurata.

Nella prima si considera il momento di inerzia nelle singole campate costante e pari al valore della sezione grezza (solo cls) interamente reagente; nella seconda si considera il momento di inerzia variabile all'interno della campata. Nelle zone ove le sollecitazioni producono le fessurazioni viene assunto il momento di inerzia ideale della sezione omogeneizzata; nelle zone non fessurate si adotta il valore del momento di inerzia della sezione grezza (solo cls).

5.1.6 Fattori di sicurezza.

Fattori di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali:

γ_s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio)	1,15
γ_c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo)	1,60

Fattori di sicurezza parziali per le azioni agli stati limiti ultimi

$\gamma_{G \text{ inf.}}$ (azioni permanenti, effetto favorevole)	1,00
$\gamma_{G \text{ sup.}}$ (azioni permanenti, effetto sfavorevole)	1,40
$\gamma_{Q \text{ inf.}}$ (azioni variabili, effetto favorevole)	0,00
$\gamma_{Q \text{ sup.}}$ (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1,50

Fattori di sicurezza per le azioni agli stati limiti di esercizio

γ_G (azioni permanenti)	1,00
γ_Q (azioni variabili)	1,00

Coefficienti di combinazione delle azioni variabili per Stati Limite di Esercizio (in condizioni statiche)

Vento, neve:

In combinazione rara	ψ_0	0,70
In combinazione frequente	ψ_1	0,20
In combinazione quasi permanente	ψ_2	0,00

5.1.7 Stati limite delle tensioni di esercizio

Per strutture esposte ad ambienti poco/moderatamente aggressivi:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo

combinazione di carico rara 0,60 fck

combinazione di carico quasi permanente 0,45 fck

Tensioni di trazione nell'acciaio

combinazione di carico rara 0,70 fyk

5.2 Strutture in acciaio

5.2.1 Generalità, azioni di calcolo e verifiche

La procedura di calcolo consente la verifica a resistenza, instabilità e deformabilità delle aste e dei superelementi in acciaio (l'insieme di più aste dello stesso tipo, fra loro consecutive, da verificare ad instabilità) secondo le seguenti normative di calcolo:

CNR 10011 - tensioni ammissibili e/o stati limite;

Ordinanza n. 3274;

Eurocodice n. 3.

Il programma esamina la verificabilità di ciascun profilo impiegato sulla base della normativa di calcolo adottata, segnalando le eventuali anomalie riscontrate.

Si eseguono le verifiche dei profili accoppiati e composti. Il programma verifica le membrature e le sezioni in acciaio sulla base dei seguenti criteri, distinti per normativa:

CNR 10011 - tensioni ammissibili e stati limite

Si verificano tutti i profili (singoli, accoppiati e composti), previsti dal programma, non rientranti fra quelli indicati da CNR 10022. Nel caso di calcolo agli stati limite si fa riferimento allo stato limite ultimo elastico delle sezioni e si considerano le combinazioni di esercizio in condizione rara per la verifica a deformabilità. La tensione ideale di verifica a resistenza per flessione e taglio viene valutata sui punti significativi della sezione (spigoli, attacchi ala-anima, ecc.), sulla base di una casistica interna al programma e dipendente dalla forma del profilo. A riguardo della verifica di instabilità, il coefficiente ω viene valutato sulla base della curva riportata nel database dei profili, all'atto della verifica complessiva delle aste, oppure sulla base della curva selezionata dall'utente in fase di esame dei risultati per una singola asta.

Eurocodice n.3

Si verificano tutti i profili (singoli, accoppiati e composti), previsti dal programma, che sulla base della normativa in esame risultano di classe 1, 2 oppure 3. Il programma assume come classe della sezione la massima tra quelle dovute all'azione delle singole componenti di sollecitazione agenti. La verifica a resistenza per azione combinata di flessione, forza assiale e taglio viene condotta secondo le formule semplificative indicate

in ECCS/CECM/EKS Application of Eurocode 3 – Essentials of Eurocode 3: Design Manual for Steel Structures in Building - First edition, punto [5.4.9]. Il calcolo della snellezza adimensionale, ovvero sia del momento critico elastico per instabilità flessor-torsionale, viene condotto secondo quanto indicato all'Appendice F dell'Eurocodice n. 3; si può scegliere i valori dei coefficienti C1, C2, C3 in via conservativa (rispettivamente a 1, 0 ed 1) per tutte le combinazioni di calcolo. Nel caso di verifica ad instabilità per profili singoli ad L, le snellezze adimensionali si calcolano secondo il punto 5.8.3 delle norme. La verifica allo stato limite ultimo per instabilità al taglio viene condotta secondo il metodo postcritico semplificato (punto 5.6.3 della normativa). Si considerano le combinazioni di esercizio in condizione rara per la verifica a deformabilità. A riguardo delle aste calastrellate, il programma valuta l'effettiva efficacia dei collegamenti trasversali sulla base della normativa selezionata, distinguendo fra calastrellature con funzione statica o cinematica.

Secondo EC3 punto 5.9.3, i tagli ed i momenti incrementali dovuti alla deformazione iniziale per le aste compresse calastrellate sono valutati ipotizzando una deformata di tipo sinusoidale, come indicato dalle norme stesse. Nel caso di strutture non lineari (ad es. per la presenza di tiranti in acciaio) e se le verifiche sono condotte secondo il metodo delle tensioni ammissibili (norme italiane o A.I.S.C.), il programma esegue le verifiche considerando tutte le condizioni di carico di tipo I.

6 VERIFICHE

6.1 Muro di recinzione con salto di quota

Dati generali

Gamma t	1800,00 Kg/mc
Psi t int.	28,00°

ALTEZZA MURO	0,80 m
SPINTA TOTALE TERRENO	207,96 Kg/m
COMP.ORIZZONTALE SPINTA	207,96 Kg/m
SOVRACCARICHI	400,00 Kg/mq
SPINTA SOVR.SU MURO	115,53 Kg/m
LARGH.MURO ALLA BASE	0,20 m
LARGH.MURO IN PUNTA	0,20 m
LARGH.TOT.PLINTO	0,50 m
ALTEZZA DEL PLINTO	0,30 m
LARGH.PLINTO A MONTE	0,00 m

Verifiche a ribaltamento e scorrimento

PESO MURO	800,00 Kg
PESO SUPPL.MURO	400,00 Kg
MOMENTO MURO	240,00 Kgm
PESO TERRENO	144,00 Kg
PESO TERR.+SOVRACC.	184,00 Kg
MOM.TERRENO + SOVR.	82,80 Kgm
PESO PLINTO	375,00 Kg
MOMENTO PLINTO	93,75 Kgm
MOM.STABILIZZANTE	416,55 Kgm
MOMENTO RIBALTANTE	231,53 Kgm

Verifiche di stabilità

VER.RIBALTAMENTO 1,80 Verificato

VER.SCORRIMENTO 1,57 Verificato

Verifica a schiacciamento del terreno

Sigma t 1 0,6112 Kg/cmq

Sigma t 2 -0,0836 Kg/cmq