

**“Software di Calcolo delle Scale in Cemento Armato a Soletta Rampante
 con il metodo di verifica della sicurezza agli Stati Limite”**



Caratteristiche Geometriche Scala
 Pianerottolo 1 | Rampa | Pianerottolo 2
 Lunghezza (m.)..... L1 = 1,00
 Larghezza (m.)..... La = 1,00
 Spessore (cm.)..... S = 20,00
 Peso Proprio (kN/mq.)..... Pp= 5,00
 Carichi Pianerottolo di Partenza (kN/m²)
 Permanenti non Strutturali | Variabili Lunga Durata | Variabili Breve Durata

Info su...
SCALE IN C.A. SOLETTA RAMPANTE
 Software per il calcolo delle Scale in Cemento Armato e verifica della sicurezza agli stati limite
 Programma per Windows © Copyright 2001-2010 Versione 2010.1.7
 Autore: Ing. Mario Zafonte
 S.I.M. srl Società Informatica Madonita
 Via Libertà n.1 90020 Castellana Sicula (PA)
 Tel. 0921-642861 Fax. 0921-642861
<http://www.madosoft.it>
info@madosoft.it
 Concesso in Licenza a: ZAFONTE MARIO Codice Utente: AA000001-GHZ7026-JI16
 Nome Progetto: "C:\Lav\Ing\La Placa Serafina (Finella)\Genio Civile\Scala.SCS"

Resultati Verifica
 Relazione Grafici
 C.C. N. 1
 C.C. N. 2
 C.C. N. 3
 C.C. N. 4
 C.C. N. 5

Elemento	Mres (inf.)
Pianez. 1	47,84
Rampa	56,56
Pianez. 2	47,84

Scala M(z) : 1cm = kNm 10

Manuale D'Uso

INDICE

1. Introduzione	3
2. Metodo di Calcolo – Normativa di Riferimento	4
2.1. Valutazione della Sicurezza (§. 2.3).....	4
2.2. Azioni sulle costruzioni (§. 2.5).....	5
2.2.1. Classificazione azioni in base al modo di esplicarsi (Art. 2.5.1.1)	5
2.2.2. Classificazione azioni secondo la risposta strutturale (§. 2.5.1.2)	5
2.2.3. Classificazione azioni - variazione intensità nel tempo (§. 2.5.1.3).....	5
2.2.4. Caratterizzazione delle Azioni Elementari (§. 2.5.2).....	6
2.2.5. Combinazioni delle Azioni (§. 2.5.3).....	8
2.2.6. Azioni nelle verifiche agli stati limite (§. 2.6).....	8
2.2.7. Stati Limite Ultimi (§. 2.6.1.).....	8
2.2.8. Stati Limite di esercizio (§. 2.6.2.).....	10
2.2.9. Azioni sulle costruzioni – Opere civili ed industriali (§. 3.1)	10
2.2.10. Pesi Propri dei Materiali strutturali (§. 3.1.2).....	10
2.2.11. Carichi permanenti non strutturali (§. 3.1.3)	13
2.2.12. Sovraccarichi (§. 3.1.4).....	13
2.2.13. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (§. 4.1.2)	14
2.2.13.1. Resistenze di Progetto dei materiali (§. 4.1.2.1.1)	14
2.2.13.2. Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo.....	15
2.2.13.3. Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	15
2.2.13.4. Resistenza di progetto dell'acciaio.....	15
2.2.13.5. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	16
2.2.13.6. Diagrammi di progetto dei materiali (art. 4.1.2.1.2).....	16
2.2.13.7. Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (§. 4.1.2.3.5).....	18
2.2.14. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (§ 4.1.2.2)	20
2.2.14.1. Stato Limite di Fessurazione	20
2.2.14.2. Combinazioni di azioni (§ 4.1.2.2.4.1)	20
2.2.14.3. Condizioni ambientali (§ 4.1.2.2.4.2)	21
2.2.14.4. Sensibilità delle armature alla corrosione (§ 4.1.2.2.4.3).....	21
2.2.14.5. Scelta degli stati limite di fessurazione (§ 4.1.2.2.4.4).....	21
2.2.14.6. Verifica dello stato limite di fessurazione (art. 4.1.2.2.4.5)	22
2.2.14.7. Calcolo dell'ampiezza delle fessure (art. C.4.1.2.2.4.5).....	22
3. Metodo di Calcolo - Software.....	25
4. Installazione Programma.....	27
5. Menu di Avvio	28
6. Descrizione Comandi	29
6.1. Progetto.....	30
6.1.1. Nuovo.....	30
6.1.2. Apri.....	31
6.1.3. Salva.....	31
6.1.4. Salva con Nome.....	31
6.1.5. Testata	31

6.1.6.	Licenza Programma.....	33
6.1.7.	Ultimi File Aperti	34
6.2.	Dati di Status.....	35
6.2.1.	Caratteristiche Materiali.....	35
6.2.2.	Coefficienti Normativi	36
6.2.3.	Ipotesi di Vincolo	36
6.3.	Dati Scala	37
6.4.	Verifica	38
6.5.	Modifica Ferri	40
6.6.	Output Programma.....	42
6.6.1.	Relazione di Calcolo	42
6.6.1.1.	Anteprima di Stampa.....	44
6.6.2.	Esecutivi di Cantiere	45

1. Introduzione

Il programma, **Scale in cemento armato a soletta rampante**, consente di effettuare il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle armature necessarie, la verifica ed il disegno degli esecutivi di cantiere, delle scale in cemento armato.

Il programma, consente il calcolo delle sollecitazioni, la determinazione delle armature e la verifica delle sezioni, utilizzando fundamentalmente le formule spiegate nei corsi di Tecnica delle Costruzioni delle facoltà di Ingegneria, sulla base di quanto impone il D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Lo schema statico adottato è quello della trave appoggiata alle estremità e/o quello della trave incastrata alle estremità per il dimensionamento delle armature.

Per il calcolo delle reazioni vincolari e delle sollecitazioni, si utilizza il “metodo degli spostamenti”.

Note le caratteristiche della sollecitazione massime (momento flettente e taglio) in ciascuna sezione della scala, il programma determina la minima quantità di ferro sufficiente a sopportare le sollecitazioni corrispondenti, raffrontando l’armatura scaturita dal calcolo con quella minima prevista dalla normativa.

Infine, effettua la verifica a taglio di ciascun elemento e se necessario determina il numero di staffe ed il relativo passo secondo quanto imposto dalla normativa.

2. Metodo di Calcolo – Normativa di Riferimento

Il software consente di eseguire la verifica delle Scale in Cemento Armato, basandosi sulle indicazioni della normativa vigente in Italia: “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018, integrate con la Circolare Applicativa 21.01.2019 N.7 C.S.LL.PP.

In particolare, vengono di seguito riportate le parti della normativa che interessano il calcolo e la verifica delle opere in c.a., con riferimento a quanto necessario per il calcolo e la verifica delle scale (implementato nel software in oggetto).

2.1. Valutazione della Sicurezza (§. 2.3)

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, 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 di cui al Capitolo 12.

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 (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), 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:

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Cd \geq Ed [2.2.2]$$

2.2. Azioni sulle costruzioni (§. 2.5)

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

2.2.1. Classificazione azioni in base al modo di esplicarsi (Art. 2.5.1.1)

- 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.

2.2.2. Classificazione azioni secondo la risposta strutturale (§. 2.5.1.2)

- 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.

2.2.3. Classificazione azioni - variazione intensità nel tempo (§. 2.5.1.3)

- a) permanenti (G): 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:

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)
(G1);
peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

- b) variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - urti e impatti;
- 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.

2.2.4. Caratterizzazione delle Azioni Elementari (§. 2.5.2)

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , come indicato nel §2.3.

In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio. Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente: Q_{k1} rappresenta l'azione variabile di base e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella

di base.

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

- valore quasi permanente $\Psi_{2j} \times Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\Psi_{1j} \times Q_{kj}$: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione $\Psi_{0j} \times Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

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 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,)			
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve	(a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve	(a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni Termiche		0,6	0,5	0,0

2.2.5. **Combinazioni delle Azioni (§. 2.5.3)**

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Qk1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Qk2 + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots (1)$$

– 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:

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi_{02} \cdot Qk2 + \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots (2)$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots (3)$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots (4)$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots (5)$$

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

$$G1 + G2 + P + Ad + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots (6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Qkj che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

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 nel § 2.6.1.

2.2.6. **Azioni nelle verifiche agli stati limite (§. 2.6)**

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

2.2.7. **Stati Limite Ultimi (§. 2.6.1.)**

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

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tabella 2.6.I, riporta i valori dei coefficienti parziali γ_F da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'**Approccio 1**, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R).

Nella *Combinazione 1 dell'Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Nella *Combinazione 2 dell'Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'**Approccio 2** si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti γ_M e γ_R sono definiti nei capitoli successivi.

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

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

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

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

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

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

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

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

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

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

2.2.8. Stati Limite di esercizio (§. 2.6.2.)

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2.

Nel Cap. 4, per le condizioni non sismiche, e nel Cap. 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

2.2.9. Azioni sulle costruzioni – Opere civili ed industriali (§. 3.1)

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

2.2.10. Pesì Propri dei Materiali strutturali (§. 3.1.2)

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi 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.

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I.

Tabella 3.1.I - Pesì dell'unità di volume dei principali materiali

Conglomerati cementiti e malte	
MATERIALE	PESO kN/m³
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Conglomerati "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 - 20,0
Conglomerati "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 – 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0

Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0

Metalli e Leghe	
MATERIALE	PESO kN/m ³
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0

Materiale Lapideo	
MATERIALE	PESO kN/m ³
Tufo Vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0

Legnami	
MATERIALE	PESO kN/m ³
Conifere e Pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso Pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Oltre ai suddetti valori riportati nel DM 17/01/2018, solo a scopo di completezza del presente manuale, si riportano inoltre i Pesì per unità di volume indicati nel manuale del CNR 10012/85 "Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle costruzioni" con riferimento al frattile di ordine 95%:

Metalli	
MATERIALE	PESO kN/m ³
Acciaio	79,5
Alluminio	28,5
Alluminio (leghe di)	27,5
Bronzo (con piombo)	94,0
Bronzo (con alluminio)	80,0
Ghisa	73,5
Magnesio	20,0
Nichel	90,0
Ottone a due componenti	90,0
Ottone con piombo	86,0
Piombo	115,0
Rame	90,0

Stagno	71,0
Zinco (fuso)	67,0
Zinco (laminato)	72,0

Mattoni	
MATERIALE	PESO kN/m ³
Mattoni pieni	19,0
Mattoni forati (indicando con ϕ la percentuale di vuoti e posto $k=(100-\phi)/100$)	$K*19,0$

Legnami	
MATERIALE	PESO kN/m ³
Pioppo	5,0
Abete, douglas, mogano, pino	6,0
Castagno, Olmo	7,0
Frassino, larice, noce, teck, pino pece	8,0
Eucalipto, Faggio, Rovere	9,0
Ipè, olivo	10,0

Elementi costruttivi	
MATERIALE	PESO kN/m ³
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili	0,30 – 0,80
Tegole (embrici e coppi)	0,40 – 0,60
Sottotegole di tavelloni forati (spessore 3-4cm)	0,35
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,12
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0,05
Pavimentazioni in Gomma, linoleum o simili	0,10
Parquet di legno	0,25
Pavimentazioni in ceramica o gres (2 cm)	0,40
Pavimentazioni in marmo (3 cm)	0,80

2.2.11. Carichi permanenti non strutturali (§. 3.1.3)

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, 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.

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali non strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti non strutturali della costruzione. I pesi dell'unità di volume dei materiali non strutturali possono essere ricavati dalla Tab. 3.1.I, oppure da specifiche indagini sperimentali o da normative o da documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti non strutturali potranno assumersi, per le verifiche d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni. I tramezzi e gli impianti leggeri degli edifici per abitazioni e per uffici potranno assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale. Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito g_2 , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_2 potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 delle partizioni nel modo seguente:

- | | |
|---|-----------------------------|
| - per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}$; |
| - per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}$; |
| - per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}$; |
| - per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}$; |
| - per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}$. |

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore di 5,00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

2.2.12. Sovraccarichi (§. 3.1.4)

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

- | | |
|---|---------------------------------|
| - carichi verticali uniformemente distribuiti | $q_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$, |
| - carichi verticali concentrati | $Q_k \text{ [kN]}$. |
| - carichi orizzontali lineari | $H_k \text{ [kN/m]}$ |

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d’esercizio per le diverse categorie d’uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
	Ambienti ad uso commerciale			
D	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d’uso servita		
	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
E	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d’accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d’accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
	Coperture			
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d’uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I valori riportati nella Tab. 3.1.II sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche. In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

2.2.13. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (§. 4.1.2)

2.2.13.1. Resistenze di Progetto dei materiali (§. 4.1.2.1.1)

In accordo con il Cap. 11, le resistenze di progetto f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l’espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

2.2.13.2. Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (4.1.3)$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5; Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a $0,80f_{cd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

2.2.13.3. Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (4.1.4)$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo già definito al § 4.1.2.1.1.1;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2).

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a trazione va ridotta a $0,80f_{ctd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto, da 1,5 a 1,4 nei casi specificati al § 4.1.2.1.1.1.

2.2.13.4. Resistenza di progetto dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (4.1.5)$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di rodotta, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VII.

Il coefficiente γ_S assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

2.2.13.5. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad (4.1.6)$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad (4.1.7)$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza

$\eta_1 = 0,7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore.

La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione sono influenzate dalla forma delle barre, dal copriferro, dall'effetto di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale. Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2015

2.2.13.6. Diagrammi di progetto dei materiali (art. 4.1.2.1.2)

4.1.2.1.2.1 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} .

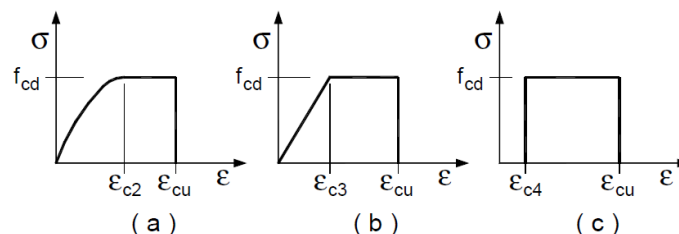


Figura 4.1.1 – Modelli $\sigma - \epsilon$ per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli $\sigma - \epsilon$ per il calcestruzzo:

- (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block).

In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\% \end{aligned}$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53} \\ \epsilon_{cu} &= 0,26\% + 3,5\% [(90 - f_{ck}) / 100]^4 \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% + 0,055\% [(f_{ck} - 50) / 40] \\ \epsilon_{c4} &= 0,2 \cdot \epsilon_{cu} \end{aligned}$$

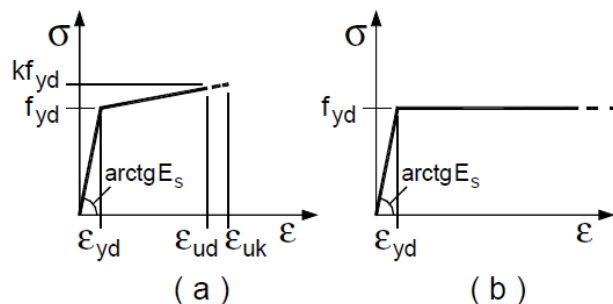
purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ϵ_{c2} anziché ϵ_{cu} .

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.3 sono rappresentati i modelli $\sigma - \epsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.



4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli $\sigma - \epsilon$ di cui al § 4.1.2.1.2.

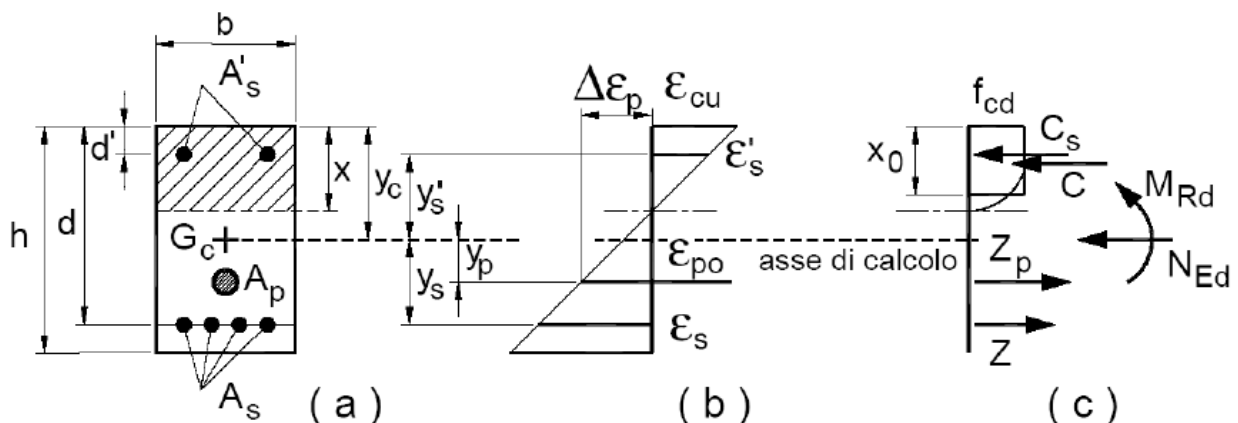


Fig. 4.1.4 Sezione pressoinflessa

assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma - \epsilon$ di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.18a)$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di progetto della componente flettente dell'azione.

2.2.13.7. Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (§. 4.1.2.3.5)

Senza escludere la possibilità di specifici studi, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti e delle resistenze ultime per punzonamento, si deve considerare quanto segue.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$VR_d \geq V_{Ed} \quad (4.1.22)$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$VR_d = \max \{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot b_w \cdot d ; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{wd} \} \quad (4.1.23)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$VR_d = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2}. \quad (4.1.24)$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio VR_d di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto

all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad (4.1.25)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$VRd \geq VEd \quad (4.1.26)$$

dove VEd è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.27)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola

Con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad (4.1.28)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$VRd = \min (VRsd, VRcd) \quad (4.1.29)$$

dove d, bw e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

Asw area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'cd resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_l = 0,9 \cdot d \cdot \operatorname{ctg} \theta / 2 \quad (4.1.30)$$

2.2.14. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (§ 4.1.2.2)

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- Deformazione;
- Vibrazione;
- fessurazione;
- tensioni di esercizio;
- fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità, per la quale sono definite regole specifiche nei punti seguenti.

2.2.14.1. Stato Limite di Fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 \quad (4.1.13)$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

2.2.14.2. Combinazioni di azioni (§ 4.1.2.2.4.1)

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

2.2.14.3. Condizioni ambientali (§ 4.1.2.2.4.2)

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 .

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

2.2.14.4. Sensibilità delle armature alla corrosione (§ 4.1.2.2.4.3)

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

2.2.14.5. Scelta degli stati limite di fessurazione (§ 4.1.2.2.4.4)

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w1, w2, w3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore wk è definito al § 4.1.2.2.4.5.

2.2.14.6. Verifica dello stato limite di fessurazione (art. 4.1.2.2.4.5)

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (wk) non deve superare i valori nominali w1, w2, w3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure wk è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (4.1.14)$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

2.2.14.7. Calcolo dell'ampiezza delle fessure (art. C.4.1.2.2.4.5)

Come indicato al punto C.4.1.2.2.4.5 della Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP., "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

La deformazione unitaria media delle barre ϵ_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [C.4.1.6]$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$;

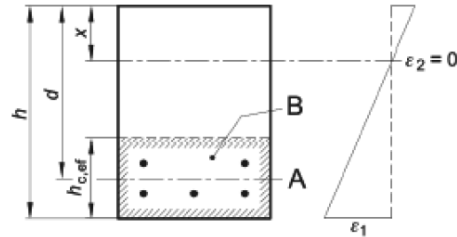
$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (vedere figura C.4.1.10); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata, $k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata,

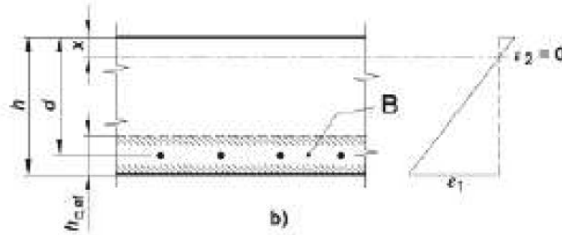
Legenda

- a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



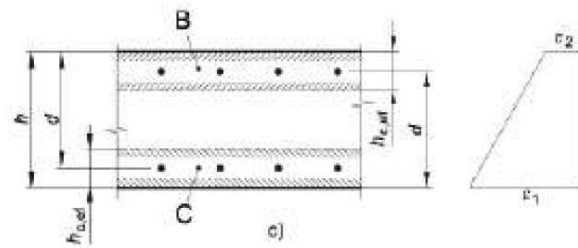
a)

- b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



b)

- c) Elemento in trazione
 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{B,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{C,eff}$



c)

Figura C4.1.10- Area tesa efficace. Casi tipici

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedi Figura C4.1.11), la distanza media tra le fessure, Δ_{sm} , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) / 1,7 \quad [C4.1.7]$$

in cui:

ϕ è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} . Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 ed n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad [C4.1.8]$$

- c è il ricoprimento dell'armatura;
 $k_1 = 0,8$ per barre ad aderenza migliorata,
 $= 1,6$ per barre lisce;
 $k_2 = 0,5$ nel caso di flessione,
 $= 1,0$ nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad [C4.1.9]$$

in cui ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425.$$

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedi Figura C4.1.11), per la parte di estensione $5(c + \phi/2)$ nell'intorno delle barre la distanza media tra le fessure, $\Delta s_{m'}$, può essere valutata ancora con l'espressione C4.1.7:

Nella parte rimanente la distanza media tra le fessure, $\Delta s_{m'}$, può, invece, essere valutata con l'espressione:

$$\Delta s_{m'} = 0,75 (h - x) \quad [C4.1.10]$$

in cui:

h ed x sono definite in Figura C4.1.10;

$(h - x)$ è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

Legenda:

- A Asse neutro
- B Superficie del calcestruzzo teso
- C Zona in cui si applica la formula [C.4.1.9]
- D Zona in cui si applica la formula [C.4.1.12]

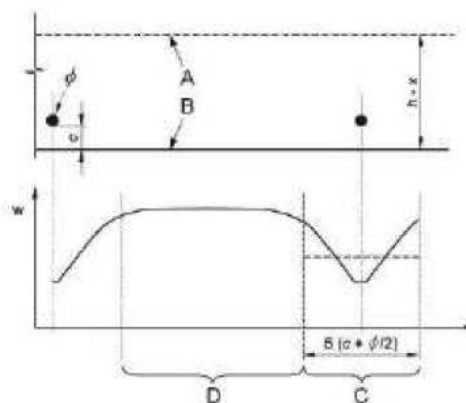


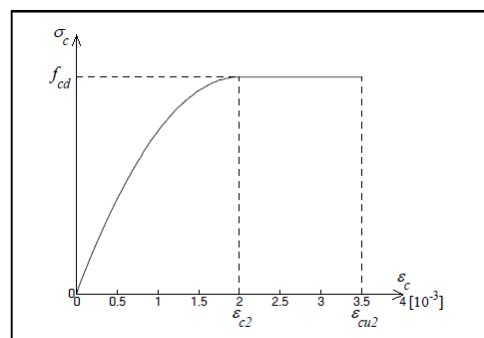
Figura C4.1.11– Ampiezza delle fessure, w , in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura

3. Metodo di Calcolo - Software

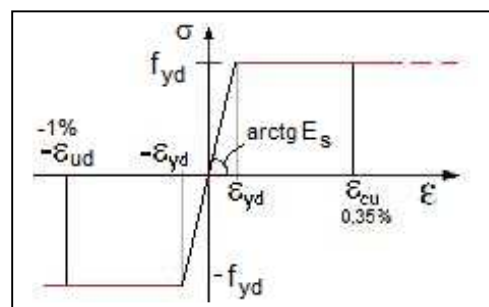
Le ipotesi fatte per la determinazione dello stato limite nelle sezioni del solaio sono quelle di cui all'art. 4.1.2. del DM.2018, ed esattamente:

- *conservazione delle sezioni piane*
le sezioni della trave rimangono piane fino a rottura, il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- *perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo*
esiste perfetta aderenza tra conglomerato e acciaio per cui le armature subiscono la stessa deformazione della fibra di conglomerato adiacente;
- *resistenza a trazione del calcestruzzo nulla*
il conglomerato teso non si considera resistente;
- *rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione*

ipotizzando che il modello σ - ϵ per il calcestruzzo sia quello di parabola-rettangolo, le massime deformazioni del conglomerato si assumono pari a $\epsilon_{cu}=0,35\%$ nei casi di flessione semplice e composta, retta e deviata con asse neutro reale, e variabili tra $\epsilon_{c2}=0,20\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$ quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;



- *rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima*
la deformazione massima (in valore assoluto), nell'armatura tesa in acciaio a durezza naturale impiegato nel c.a. ordinario si assume pari a: $\epsilon_{ud}=0,01$ (1%).



Note le caratteristiche della sollecitazione in ciascuna sezione della scala e per ciascuna condizione di carico, il programma determina l'armatura necessaria affinché sia sempre soddisfatta la verifica di resistenza. A tale scopo, determinata l'armatura necessaria e l'armatura minima prevista dalla normativa. Quindi, determina la minima quantità di ferro sufficiente a sopportare le sollecitazioni corrispondenti.

Infine, tenendo conto della massima area di acciaio longitudinale e di quanto imposto dalla normativa, determina la necessaria armatura di ripartizione.

In particolare, il software esegue la verifica a Flessione (secondo quanto indicato all'art. 4.1.2.3.4.2 del D.M. 17/01/2018) e la verifica a Taglio (secondo quanto indicato all'art. 4.1.2.3.5 del D.M. 17/01/2018).

Per la verifica a Flessione , nelle sezioni maggiormente sollecitate, il software determina il dominio di rottura (N,M) ed esegue la verifica:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.18a)$$

Per una trattazione dettagliata sulla costruzione del dominio di rottura, si vedano gli appunti di tecnica delle costruzioni:

[LA TEORIA SEMIPROBABILISTICA ED IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO.](#)

4. Installazione Programma

L'installazione del programma è molto semplice.

E' sufficiente inserire il CD dello stesso e, (se nel PC è impostata la procedura di autorun), in automatico verrà avviato il software per l'installazione, nel quale è sufficiente selezionare il programma da installare, fare clic sul pulsante "Installa" e seguire le relative istruzioni.

Se il software è stato scaricato da Internet, in genere lo stesso è nella forma di file zip, occorre eseguire le seguenti operazioni:

- a. Creare una cartella temporanea
- b. Estrarre i file contenuti in ScalaCa2018.zip nella cartella temporanea creata

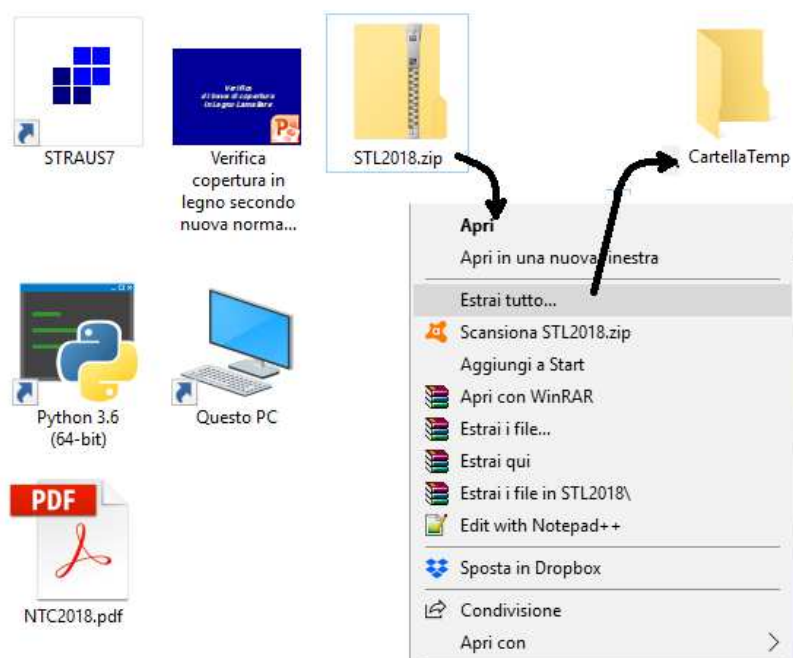


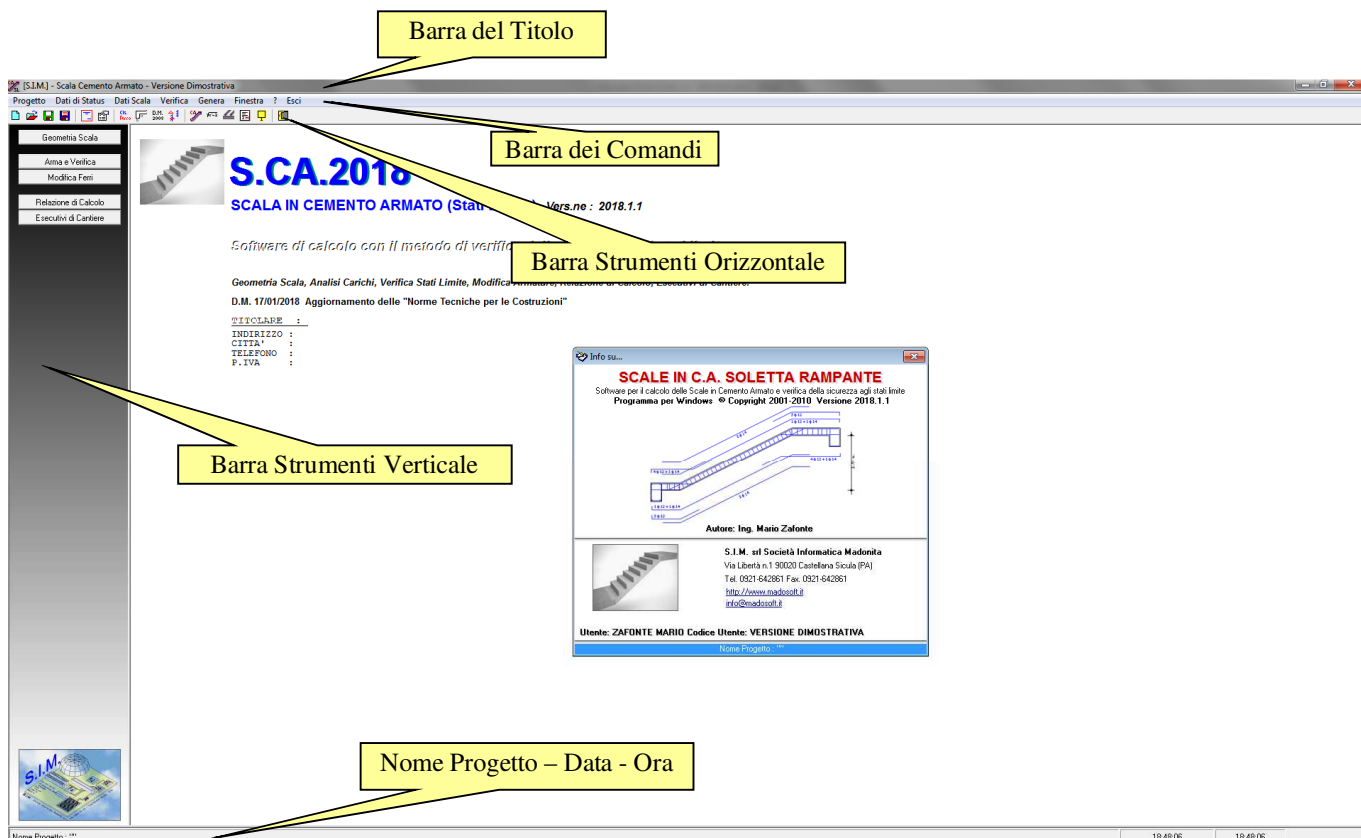
Figura 1 – Installazione Software

- c. Aprire la Cartella temporanea ed eseguire il file "SETUP.EXE"

Alla fine dell'installazione verrà creata un'icona nella barra dei programmi, nel gruppo SIM-SRL, ed è sufficiente fare clic su tale icona per avviare il programma installato.

5. Menu di Avvio

All'avvio del programma appare a video il menu principale, da cui è possibile selezionare tutti i necessari comandi per inserire i dati, effettuare il calcolo, stampare i risultati, ecc.



In tale menu, sono presenti:

- La barra del titolo
La quale indica il nome del programma e la relativa versione.
- La barra dei comandi
In tale barra sono presenti tutti i comandi (Progetto, Dati Scala, Verifica, ecc.) che è possibile eseguire con il programma, selezionabili tramite il mouse o premendo il tasto Alt e contemporaneamente il carattere sottolineato del comando.
Alcuni di questi comandi, presentano a loro volta altri sottocomandi che consentono di effettuare specifiche operazioni legate al comando principale, ad es. selezionando il comando "Progetto" è possibile accedere ai relativi comandi di gestione dei progetti (Apri, Salva, Salva Con Nome, ecc.).
- La Barra Strumenti Orizzontale
- La Barra Strumenti Verticale

Le barre degli strumenti, contengono dei pulsanti che consentono di selezionare velocemente i comandi standard utilizzati per definire la geometria della scala, effettuare il calcolo della stessa e stamparne la relativa relazione di calcolo.

6. Descrizione Comandi

I comandi che consentono di effettuare la creazione del file di progetto in cui memorizzare le informazioni relative alla scala, l'inserimento dei dati necessari al calcolo ed alla verifica della stessa, la creazione e la stampa della relazione di calcolo e dei relativi esecutivi di cantiere, sono raggruppati essenzialmente nei seguenti comandi di menu:

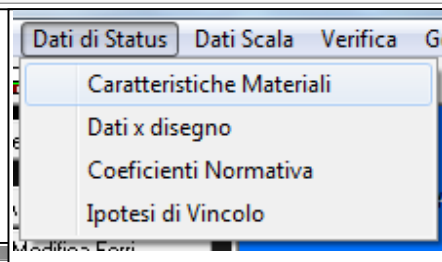
Progetto

consente di effettuare tutte quelle operazioni necessarie per la gestione dei file su cui verranno memorizzati i dati ed i risultati della scala



Dati di Status

consente di attivare il menu di comandi relativo ai Materiali, ai Coefficienti Normativi, etc.

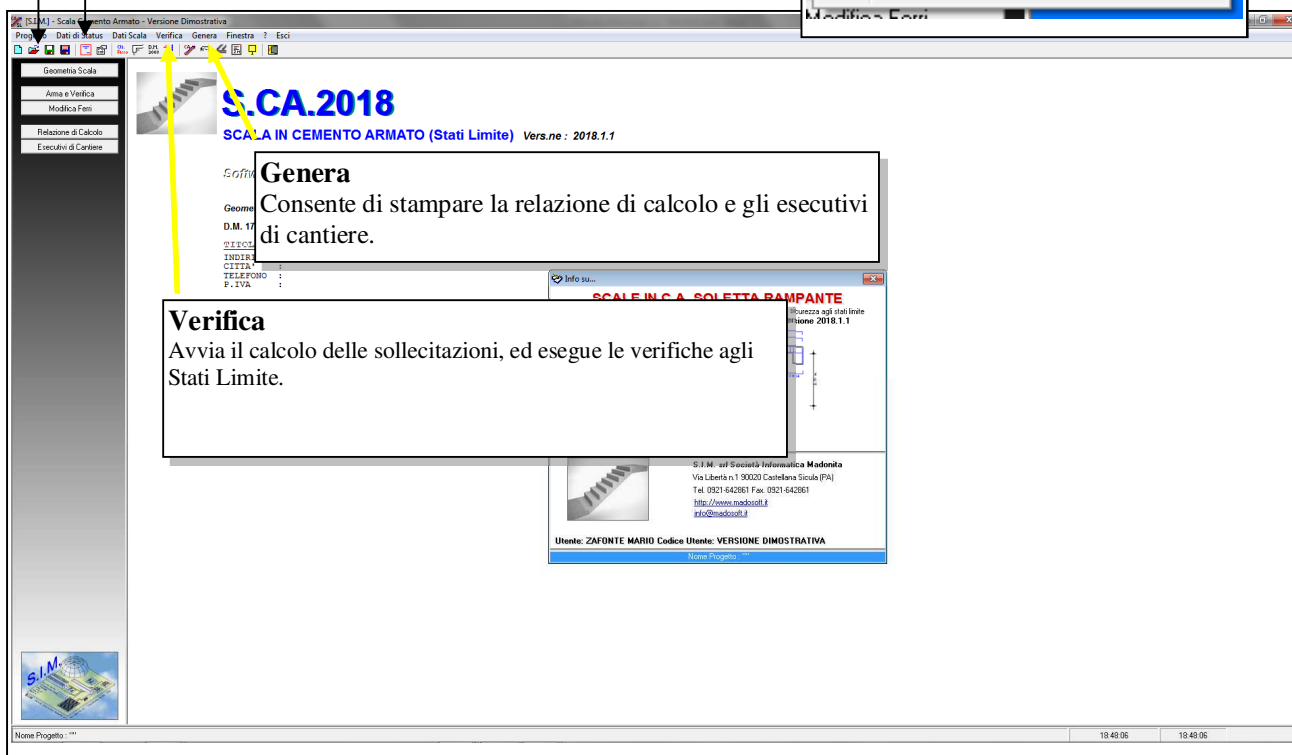


Genera

Consente di stampare la relazione di calcolo e gli esecutivi di cantiere.

Verifica

Avvia il calcolo delle sollecitazioni, ed esegue le verifiche agli Stati Limite.



6.1. Progetto

Il comando "Progetto" consente di effettuare tutte quelle operazioni necessarie per la gestione dei file su cui verranno memorizzati i dati ed i risultati della scala.

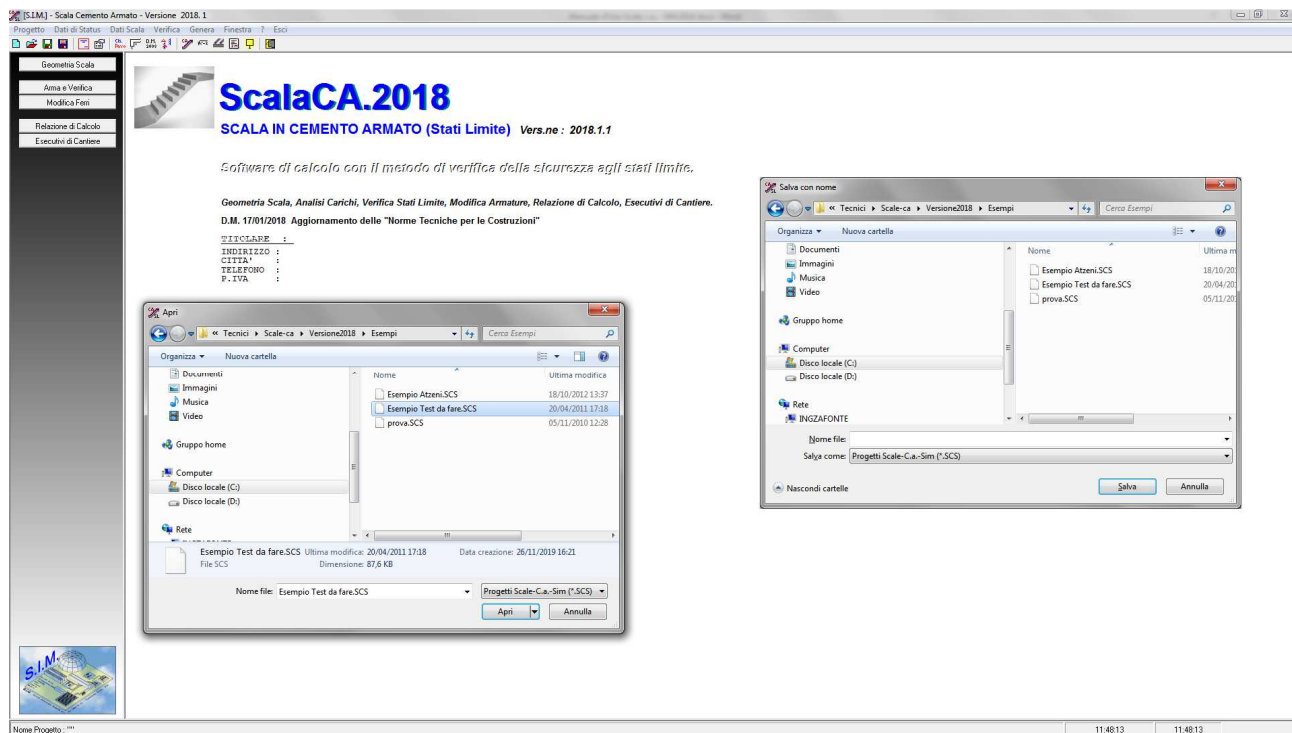


Figura 2 – Menu Progetto

6.1.1. Nuovo

Consente di aprire un nuovo file di progetto.

Se tale comando viene selezionato quando si sta lavorando ad un progetto di scala su cui sono state apportate delle modifiche il programma chiede se si desidera salvare le eventuali modifiche al file - progetto attualmente in uso.

6.1.2. Apri

Consente di aprire un file - progetto precedentemente memorizzato nell'HDD e creato con il programma "Scala c.a. (Stati Limite) 2018". Sia tale comando che il comando "Salva con Nome" avviano la finestra di dialogo di Windows che consente di aprire o salvare il file da una qualsiasi directory.

6.1.3. Salva

Consente di salvare le ultime modifiche apportate al file-progetto. Se al progetto non è stato ancora assegnato un nome, verrà avviata la finestra di dialogo di "Salva con Nome".

6.1.4. Salva con Nome

Consente di salvare il file attualmente in uso con un nome diverso. Opzione utile per duplicare un file-progetto, qualora si deve effettuare il calcolo di un muro che per molti aspetti è identico ad un muro precedentemente calcolato e memorizzato nell'HDD.

6.1.5. Testata

Il Comando "Progetto -> Testata" consente di avviare una finestra di dialogo nella quale è possibile immettere i dati relativi alla testata del progetto, la quale verrà stampata assieme alla relazione di calcolo. In particolare, sarà possibile inserire le seguenti informazioni:

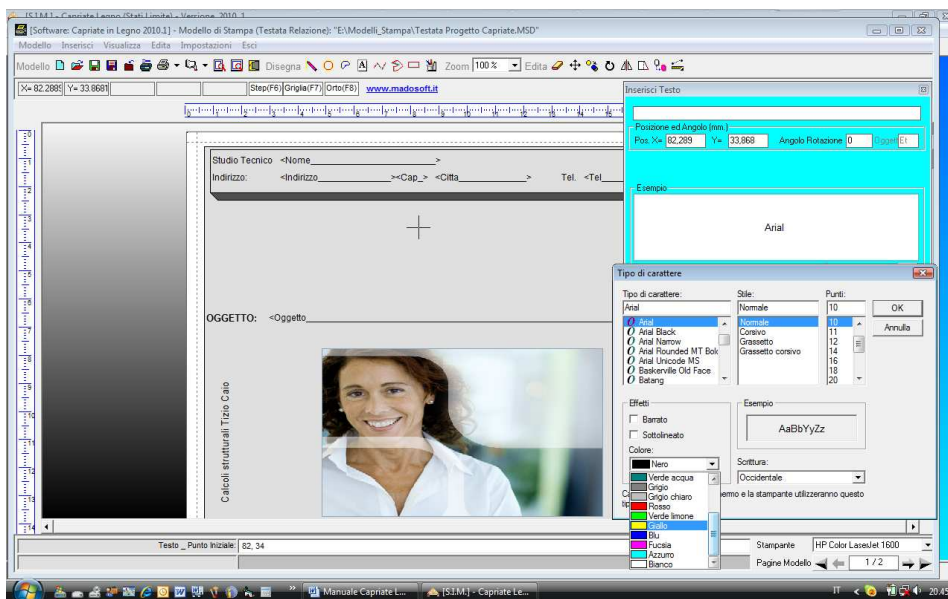
Comune Provincia OggettoDitta Materiali utilizzati Il Calcolista

Inoltre, qualora si stampi la relazione direttamente sulla stampante, se si desidera è possibile personalizzare il modello della testata, definendo nello stesso la posizione dove stampare i dati della testata ed i dati del titolare dello studio, la posizione di testo generico, etc.



Figura 3 – Testata Progetto

In particolare, come si evince dalla figura seguente, se si desidera, nella testata è possibile inserire informazioni personalizzate, immagini, linee, testo, etc. e personalizzare le stesse a proprio piacimento.



6.1.6. Licenza Programma

Dal Menu “Progetto” è possibile accedere al comando “Licenza Programma” selezionando il quale è possibile avviare la finestra di dialogo in cui inserire i dati relativi all’utente, attivare online il software, richiedere via fax oppure via E-Mail la Licenza d’uso e quindi inserire il codice utente che consente di attivare il programma.

Se non si possiede la Licenza d’uso, il programma viene eseguito in versione dimostrativa. In questo caso, è possibile registrare tutte le informazioni che si desidera, ma i dati verranno volutamente falsati al successivo utilizzo e le stampe saranno disattivate.

Prima di inserire la Licenza d’Uso si prega di leggere attentamente “Il contratto di Licenza” che si intende accettato se si procede con l’attivazione del software.

Una volta inserita la licenza d’uso nelle specifiche celle, non è più necessario selezionare il comando suddetto, in quanto il programma funzionerà perfettamente nelle successive sessioni di lavoro.

(H) LEGGERE ATTENTAMENTE IL PRESENTE CONTRATTO PRIMA DI PROCEDERE

CONTRATTO DI LICENZA D'USO CON L'UTENTE FINALE (EULA)

S.I.M. srl (Società Informatica Madonita) - via Libertà N.1 - 90020 Castellana Sicula (PA) - Italia - tel. 0921642861
e-mail. info@madosoft.it - Web: www.madosoft.it - Registro Imprese Palermo n. PA-226271 - P. IVA e C.F. 04947100824

Concesso in Licenza d'Uso a:

Cognome Utente	Nome Utente		
ZAFONTE	MARIO		
Codice Fiscale Utente	Partita IVA Utente		
Indirizzo	CAP	Città	Provincia
VIA LIBERTÀ N. 3	90020	CASTELLANA SICULA	PA
N. Telefono	E-Mail		
0921642861	ingmario@madosoft.it		
Codice Univoco SDI	Mail-PEC		
T9K4ZHO	ingmario@pec.it		

Licenza d'Uso N.ro:

OK Esci

Figura 4 – Licenza d’Uso

6.1.7. *Ultimi File Aperti*

Consente di aprire velocemente uno degli ultimi quattro file di progetto a cui si è lavorato di recente. Nelle corrispondenti righe appare il percorso completo indicante la directory in cui il file di progetto è stato memorizzato.

6.2. Dati di Status

Selezionando il comando “Dati di Status” si attiva un menu a tendina contenente i comandi specifici per l’inserimento dei dati relativi alle caratteristiche dei materiali, ai coefficienti normativi, etc.

6.2.1. Caratteristiche Materiali

Consente di specificare le caratteristiche meccaniche del materiale con cui è realizzata la scala.

Dati Materiali - CALCESTRUZZO | ACCIAIO

Classe di Resistenza: C25/30 ordinari.

Resistenza Caratteristica Cubica	R_{ck}	=	30	N/mm ²	
Resistenza Caratteristica Cilindrica	f_{ck}	=	24,90	N/mm ²	= 0,83 · R_{ck}
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	=	1,5		
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	=	0,85		
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	=	32,90	N/mm ²	= $f_{ck} + 8$
Valore medio della resistenza a trazione assiale del cls	f_{ctm}	=	2,56	N/mm ²	= $0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$	=	1,79	N/mm ²	= $0,7 \cdot f_{ctm}$
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$	=	3,33	N/mm ²	= $1,3 \cdot f_{ctm}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	=	31447,16	N/mm ²	= $22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$
Deformazione Limite comportamento Elasto-Plastico	ϵ_{c2}	=	0,002		
Deformazione Ultima per il calcestruzzo	ϵ_{cu}	=	0,0035		
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	=	14,11	N/mm ²	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza di progetto a trazione del cls	f_{ctd}	=	1,19	N/mm ²	= $f_{ctk,0.05} / \gamma_c$

Modello Parabola Rettangolo

Registra | Esci

Figura 5 – Caratteristiche Materiali – CLS.

Dati Materiali - CALCESTRUZZO | ACCIAIO

Classe dell'Acciaio: B450C

Resistenza a snervamento dell'Acciaio	f_{yk}	=	450	N/mm ²	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	=	1,15		
Modulo di Elasticità secante dell'Acciaio	E_s	=	210000	N/mm ²	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	=	0,0019	f_{yd} / E_s	
Deformazione Ultima nell'Acciaio	ϵ_{ud}	=	0,01	1%	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391,30	N/mm ²	= f_{yk} / γ_s

Parametri da Normativa Esegui Verifica Duttilità

Perc. minima d'armatura tesa: $P_{min} = 1,4 / f_{yk}$

Perc. d'armatura compressa: $P_{com} = A'_s / BH$

Perc. massima d'armatura tesa: $P_{max} = P_{com} + 3,5 / f_{yk}$

$A_s \geq 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk}$ Astafe $\geq 1,5 \cdot b$

$A_s \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$ Minimo 3 stafe / ml.

$A_s < 0,04 \cdot b \cdot H$ Passo $\leq 0,8 \cdot d$

Parametri di cui il software deve tener conto nel "Progetto delle Armature" (Diametri in mm.)

Armatura Longitudinale

Diametro Minimo Ferri Inf.=Sup. 14 D. Massimo 14 Numero Ferri Minimo 4 N. Massimo 34

Armatura Ripartizione / Staffe

Diametro Minimo Ripartizione 8 D. Massimo 14 Passo Minimo (mm.) 100 P. Massimo 250

Copriferro c = 3 cm.

Registra | Esci

Figura 6 – Caratteristiche Materiali – Acciaio

6.2.2. Coefficienti Normativi

Il comando “Dati di Status” – “Coefficienti Normativi” consente di specificare i coefficienti di sicurezza utilizzati nel progetto.

Ovviamente, nel progetto occorre imporre i coefficienti da Normativa, ma il programma consente di variare gli stessi in un singolo progetto, qualora condizioni particolari possano richiederlo.

In tal modo, l’utente può decidere se solo in qualche caso particolare desidera modificare a vantaggio di sicurezza il coefficiente da utilizzare nel progetto, mantenendo inalterati i valori da normativa.

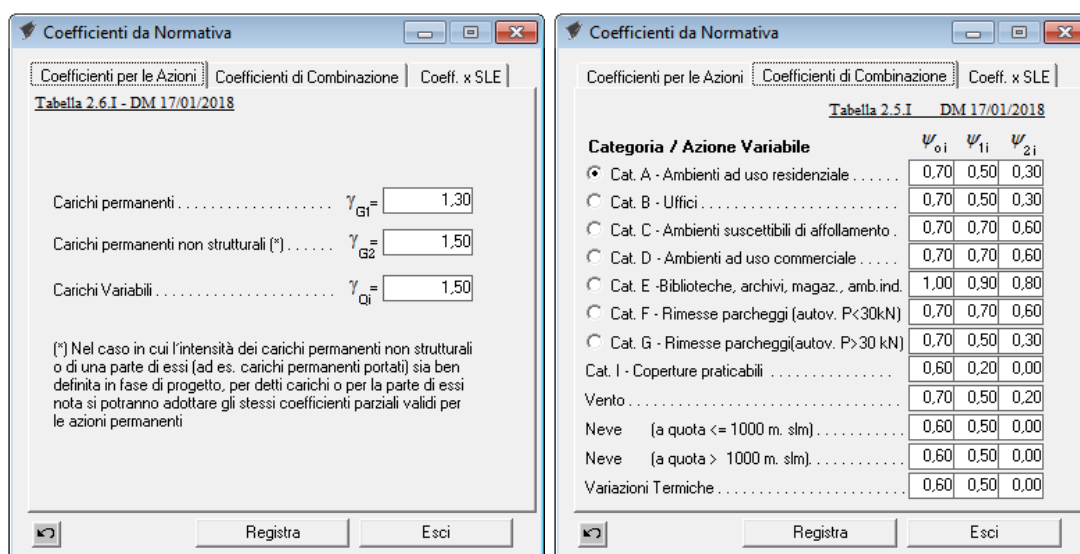
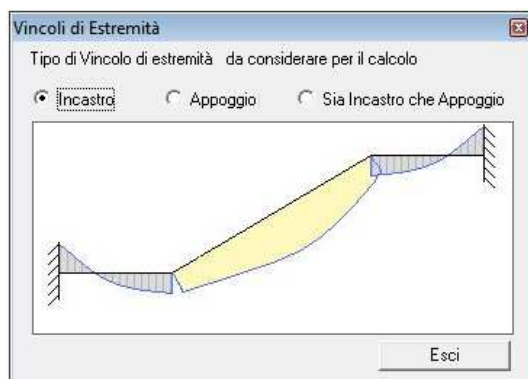


Figura 7 – Coefficienti Normativi

6.2.3. Ipotesi di Vincolo

La finestra di dialogo “Ipotesi di Vincolo” consente di selezionare il tipo di vincolo che si ha all’estremità della scala.



6.3. Dati Scala

Consente di specificare le caratteristiche geometriche della scala:

- Lunghezza, Larghezza e spessore di ogni elemento (pianerottoli e rampa);
- Dislivello tra i pianerottoli;

ed i carichi agenti in ciascun elemento:

- Peso proprio (calcolato in automatico dal software in base allo spessore);
- Carichi Permanenti non Strutturali;
- Variabili di Lunga Durata;
- Variabili di Breve Durata.

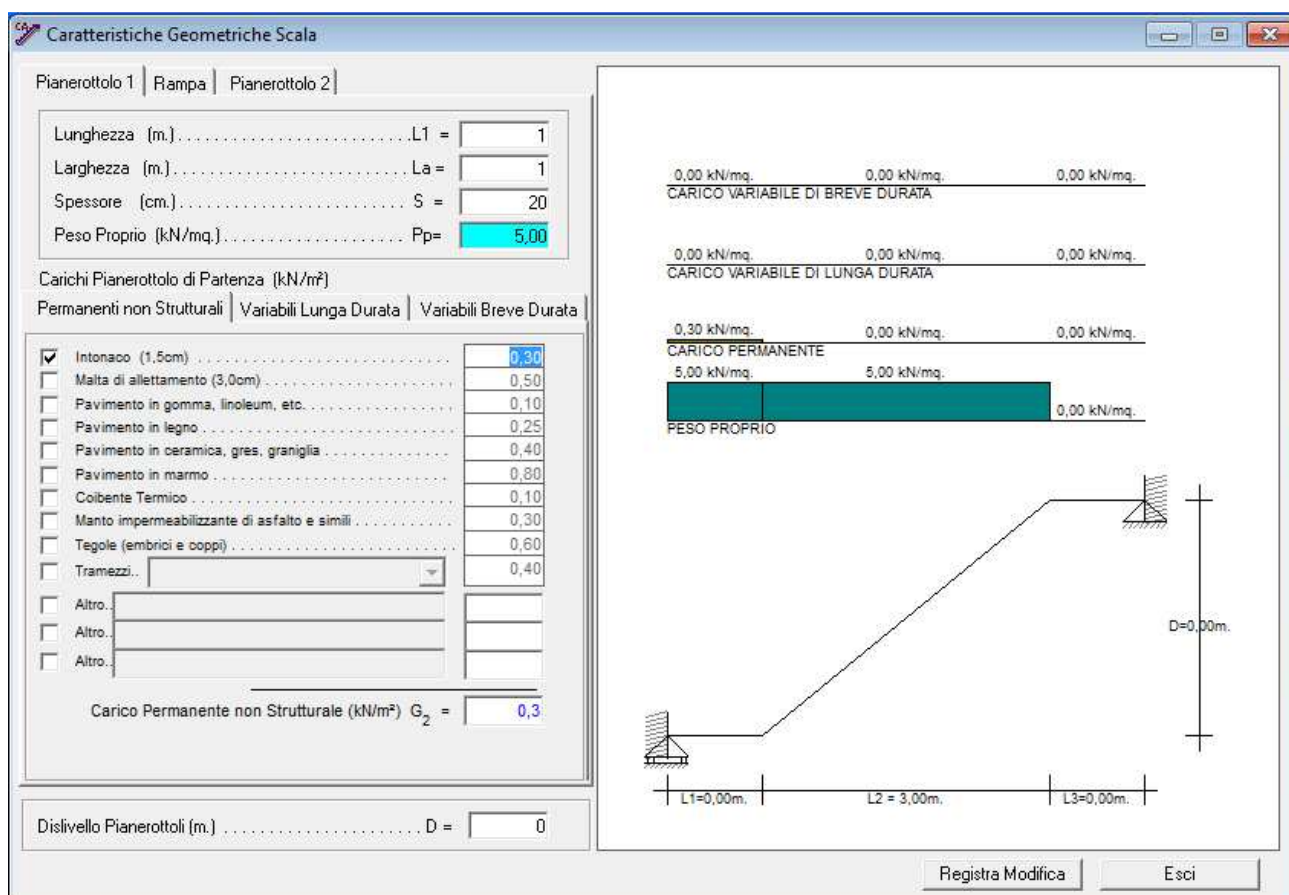


Figura 8 – Dati Scala

6.4. Verifica

L'opzione "Verifica" del menu principale avvia il calcolo delle armature ed esegue la verifica allo stato limite. Ovviamente devono prima inserirsi i dati necessari affinché tale calcolo possa effettuarsi.

I risultati di tale calcolo (in termini di tensioni e deformazioni) vengono immediatamente visualizzati in un'apposita finestra di dialogo "risultati verifica" che si attiva automaticamente per un immediato controllo degli stessi.

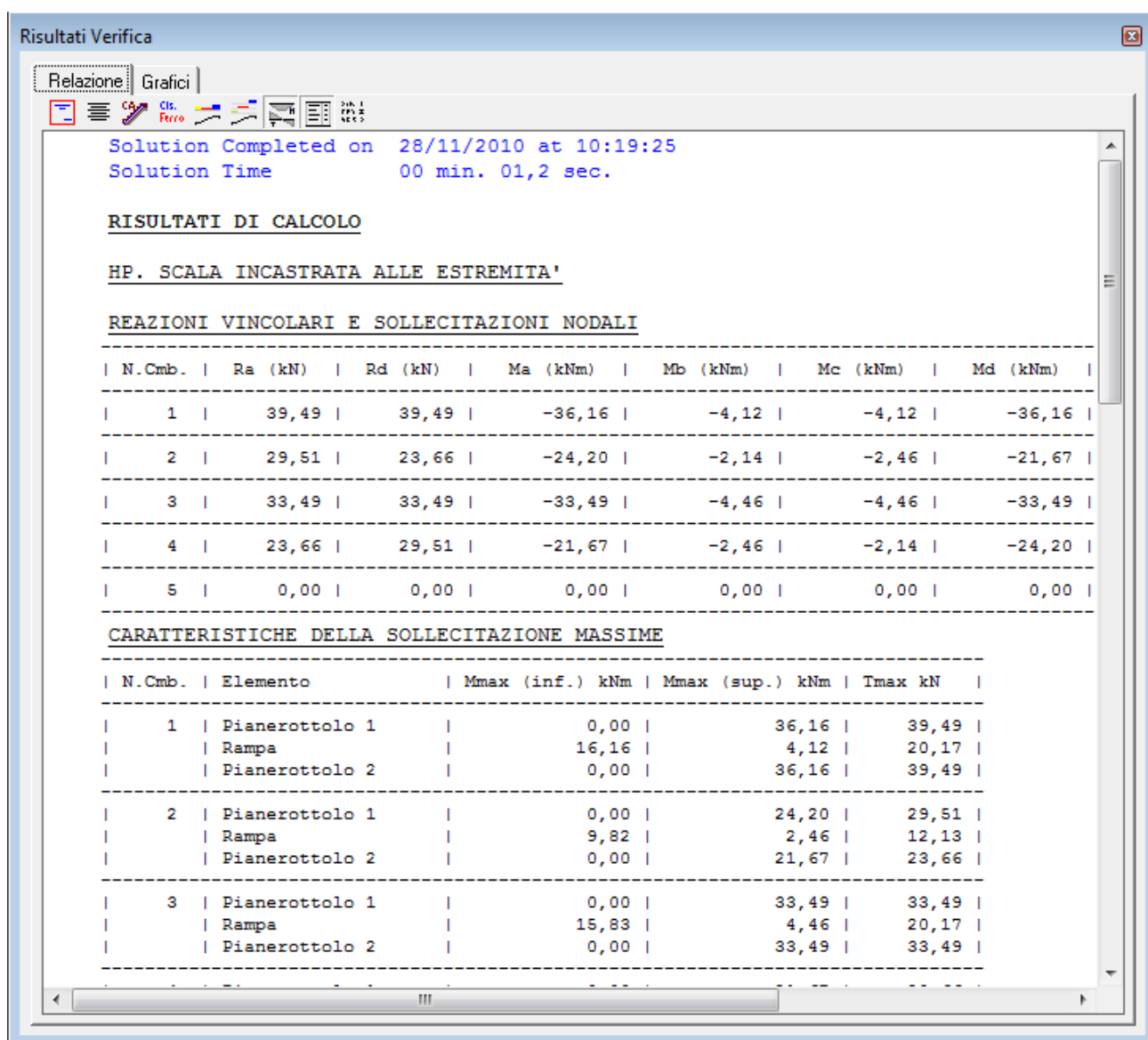


Figura 9 – Risultati Verifica - relazione

In tale finestra di dialogo, facendo click sulla barra  è possibile attivare /

disattivare le parti della relazione che si desiderano visualizzare, (Premessa, Geometria Scala, Caratteristiche Materiali, Analisi dei Carichi, Combinazioni di Carico, Sollecitazioni, Verifiche di Resistenza).

Inoltre è possibile attivare la scheda “Grafici” in cui è possibile visualizzare e/o stampare alcuni grafici che forniscono una immediata lettura dei risultati della verifica.

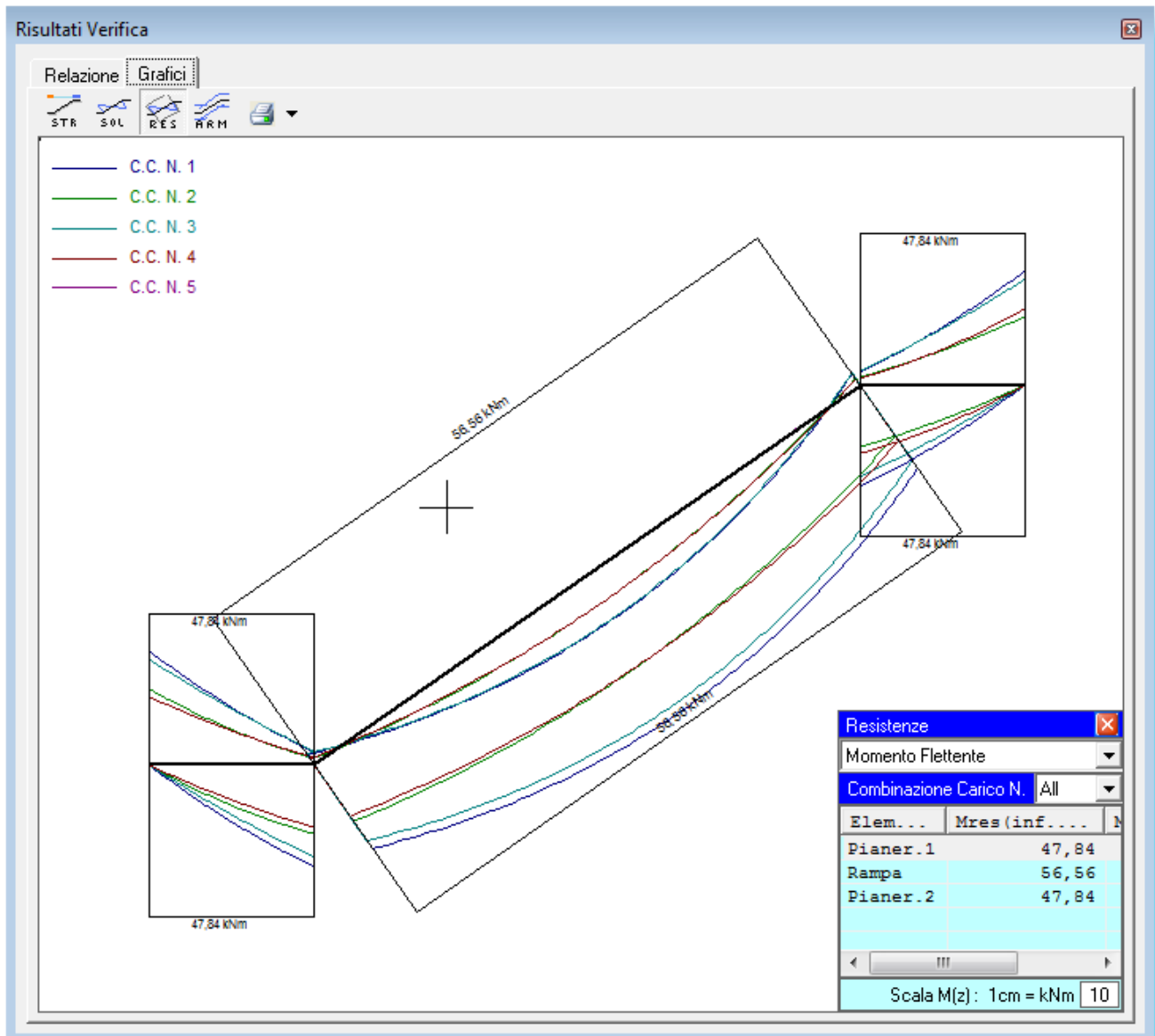


Figura 10 – Risultati Verifica - grafici

6.5. Modifica Ferri

L'opzione "Verifica – Modifica Ferri", apre una finestra di dialogo che consente all'utente di modificare i ferri determinati dal programma.

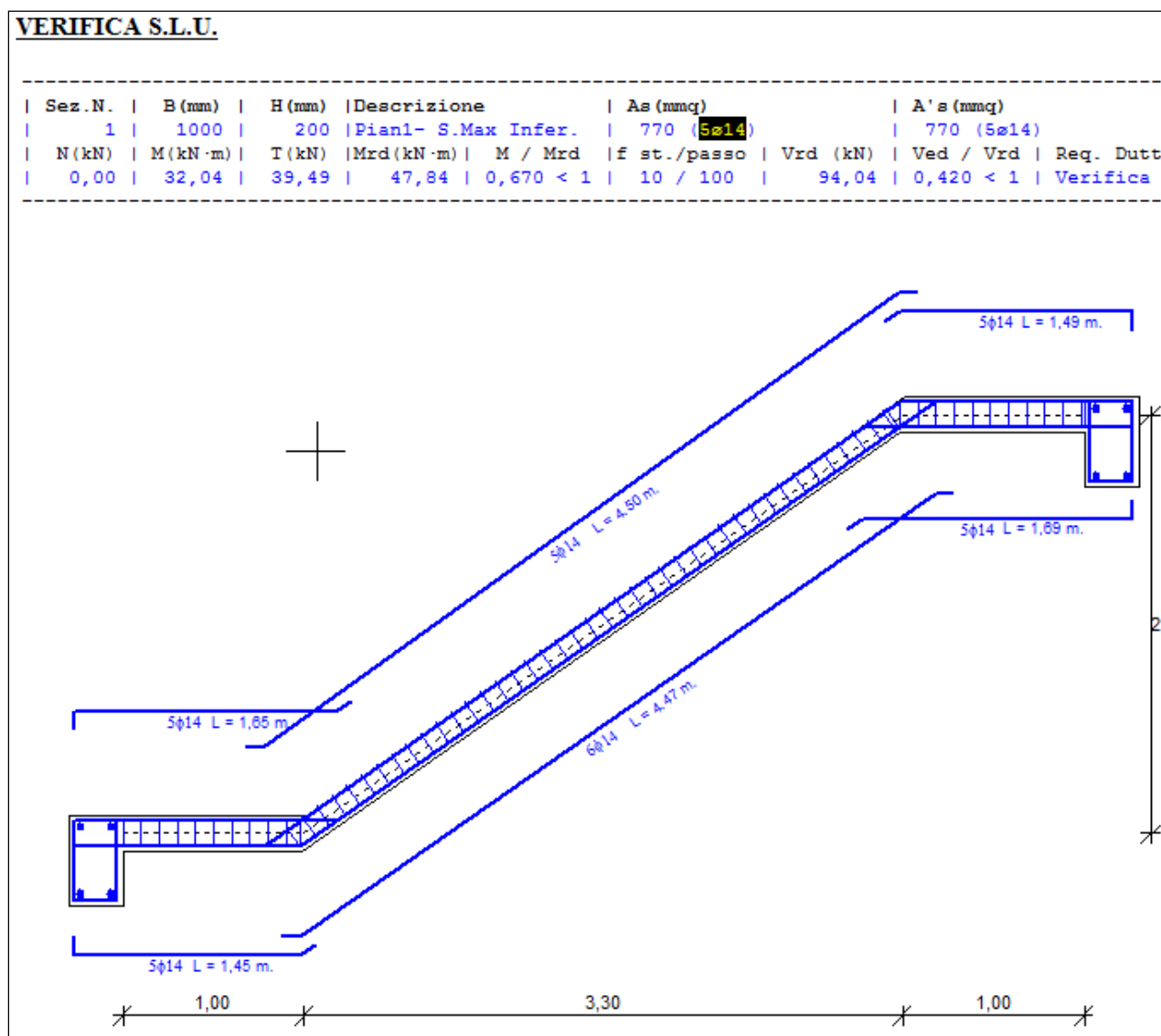


Figura 11 – Armature Determinate dal Programma

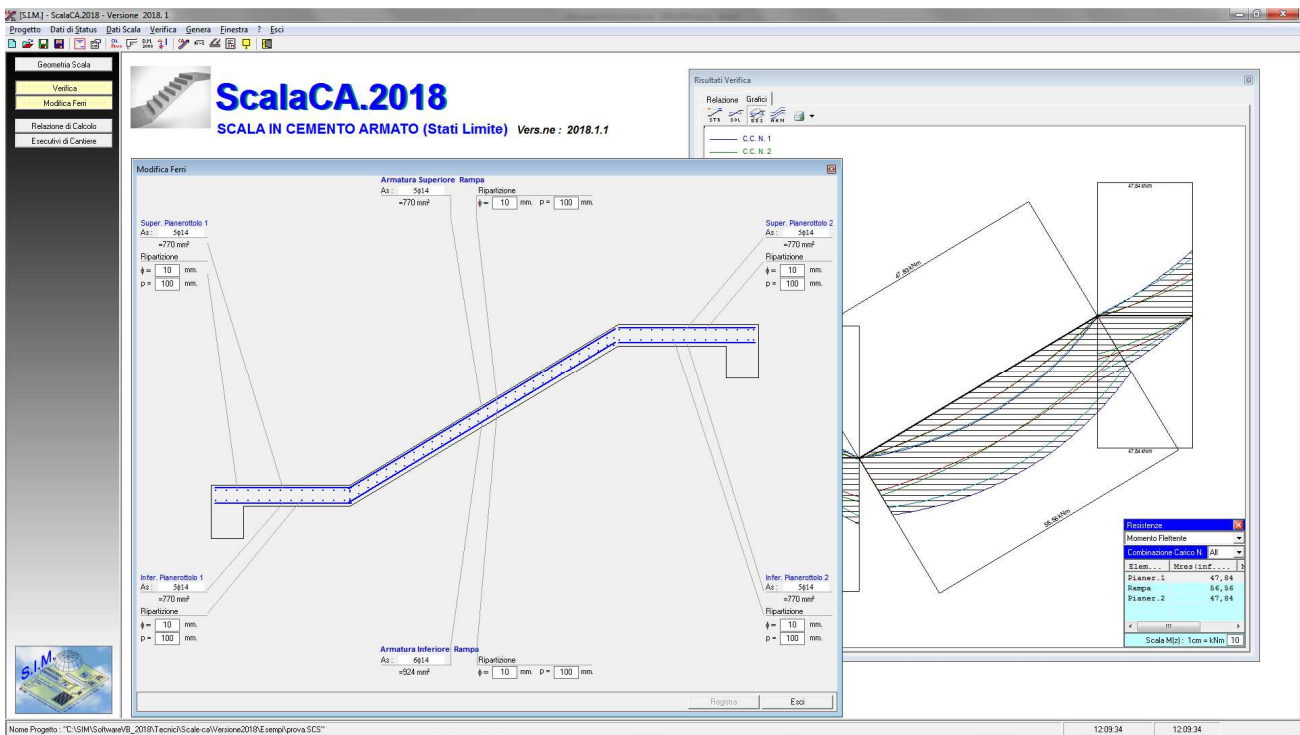


Figura 12 – Armature Inserite dall'Utente

Specificate le nuove armature, desiderate dall'utente, e selezionando il pulsante registra, il programma riavvia immediatamente la verifica e mostra i relativi risultati:

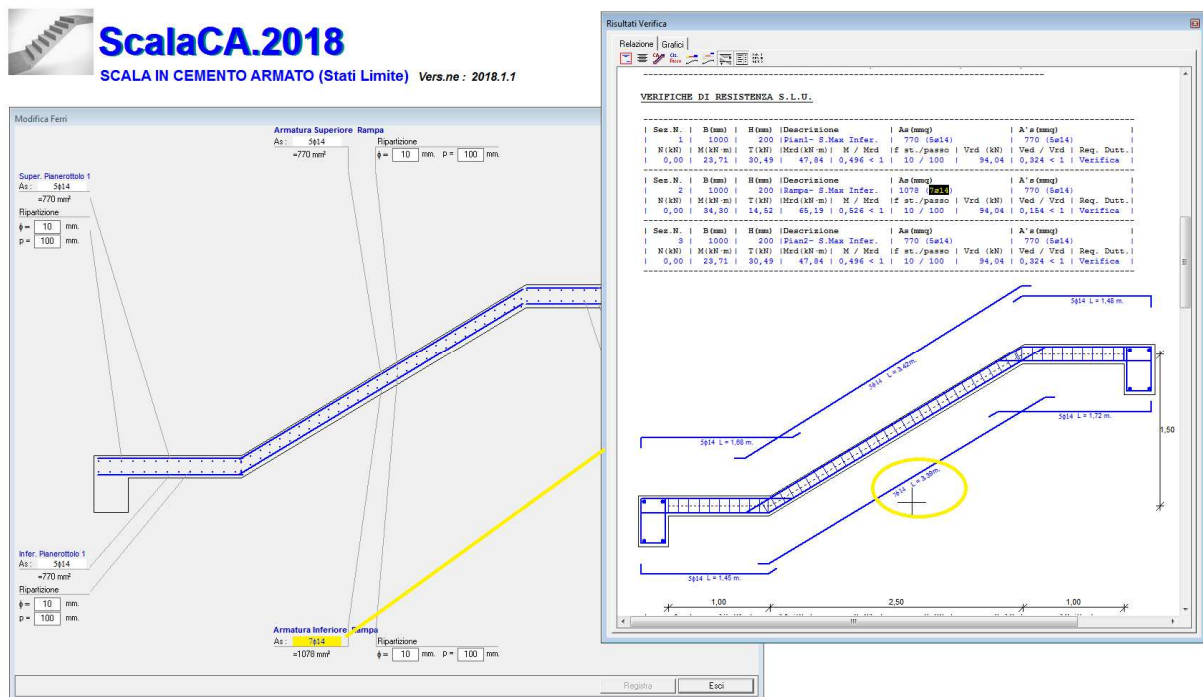


Figura 13 – Risultati Verifica - Armature Inserite dall'Utente

6.6. Output Programma

Il comando “genera” consente di attivare il menu a discesa da cui è possibile selezionare i sottocomandi “genera relazione” e “genera esecutivi di cantiere”, i quali consentono rispettivamente di stampare la relazione di calcolo ed i disegni della scala e dei ferri necessari in cantiere.

6.6.1. Relazione di Calcolo

Selezionando tale comando, si attiva una finestra di dialogo in cui è possibile selezionare:

- Il contenuto della relazione.

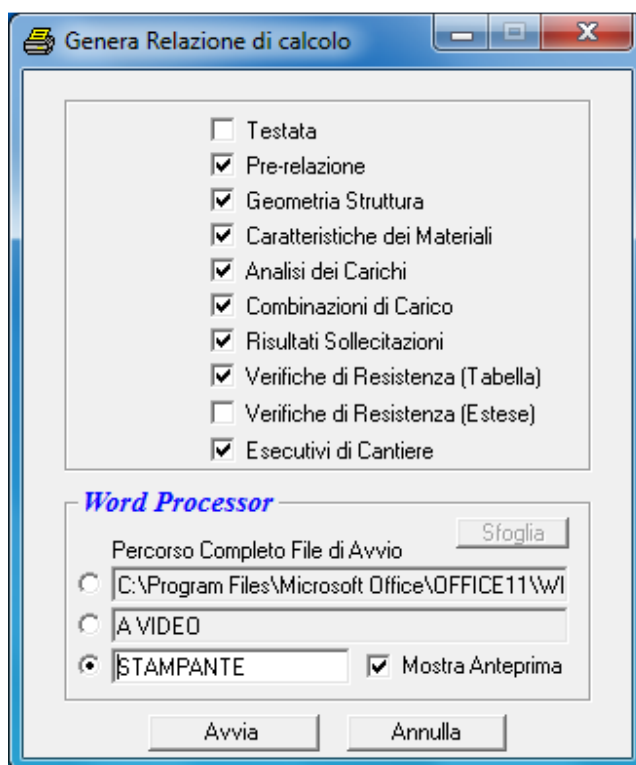


Figura 14 – Genera Relazione di Calcolo

Ad es. nel caso in cui si desidera solo la stampa dei dati geometrici della scala bisogna attivare solo l’opzione 3: (Geometria Scala).

- Il programma (Word Processor) a cui deve essere inviata la relazione (il quale deve essere in grado di leggere file del tipo RTF), oppure la stampa a video.

Se si vuole inviare la relazione ad un programma (ad es. WordPad) è necessario selezionare il primo pulsante di selezione ed inserire nella rispettiva cella il percorso completo del programma, oppure fare clic sul pulsante “sfoglia” e selezionare il programma a cui inviare la relazione.

Selezionando l’opzione “A Video”, la relazione di calcolo verrà inviata a video, e verrà attivato un programma di videoscrittura che consente di gestire la relazione stessa, (è possibile Salvare il file contenente la relazione, modificare il tipo di carattere, ecc.,).

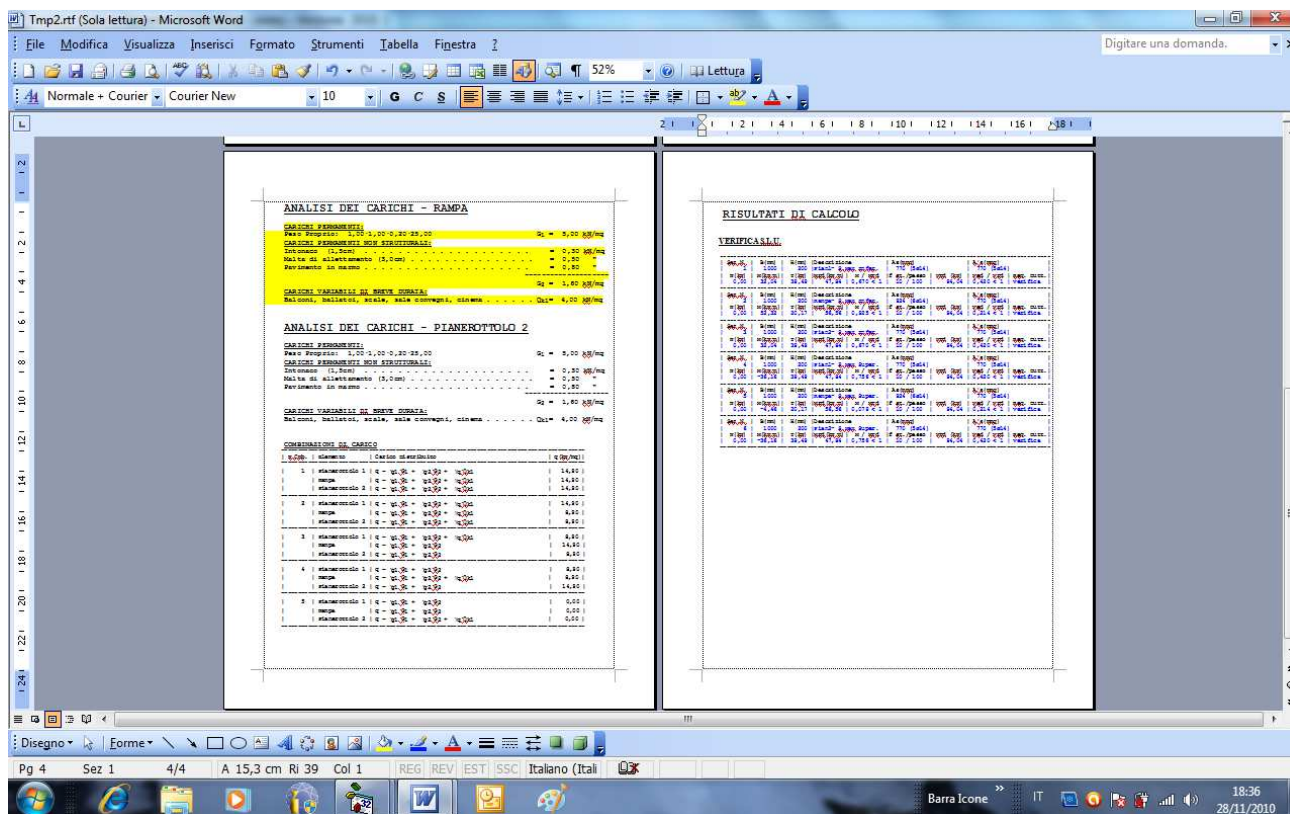


Figura 15 – Relazione di Calcolo in formato Word

6.6.1.1. **Anteprima di Stampa**

Selezionando l'opzione "Stampante", la relazione e gli eventuali disegni, verranno stampati direttamente con la stampante di sistema. Se si desidera, prima di inviare l'output alla stampante è possibile chiedere al software di mostrare l'anteprima di stampa.

In quest'ultimo caso viene avviata una routine che consente di mostrare a video l'anteprima di stampa della relazione e/o di modificare la stessa.

Se si desidera la stampa della testata, si ricorda che occorre prioritariamente definire (creare) il relativo modello di stampa, come indicato sopra.

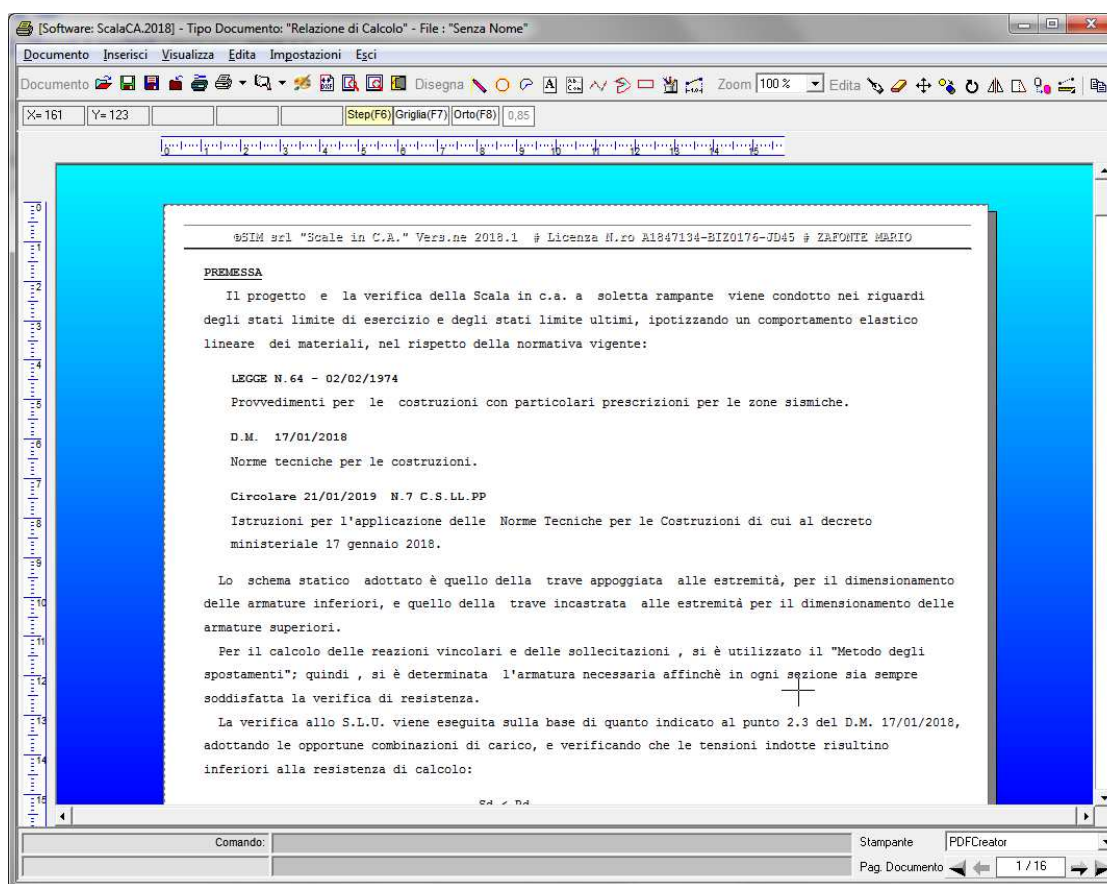


Figura 16 – Anteprima di stampa (Relazione)

Come si evince dalla figura, nella finestra di dialogo "Anteprima di stampa" sono presenti vari comandi e pulsanti che consentono di personalizzare la relazione prima di inviarla effettivamente alla stampante.

E' possibile:

- stampare l'intero documento e/o solo una pagina dello stesso;
- aggiungere altre pagine in cui scrivere altri paragrafi;
- disegnare e/o modificare linee, testo, rettangoli, cerchi, archi, etc.

6.6.2. Esecutivi di Cantiere

Il comando “Genera” -> “Esecutivi di Cantiere” invia alla stampante e/o mostra l’anteprima di stampa della geometria della scala, dei carichi applicati, e delle armature.

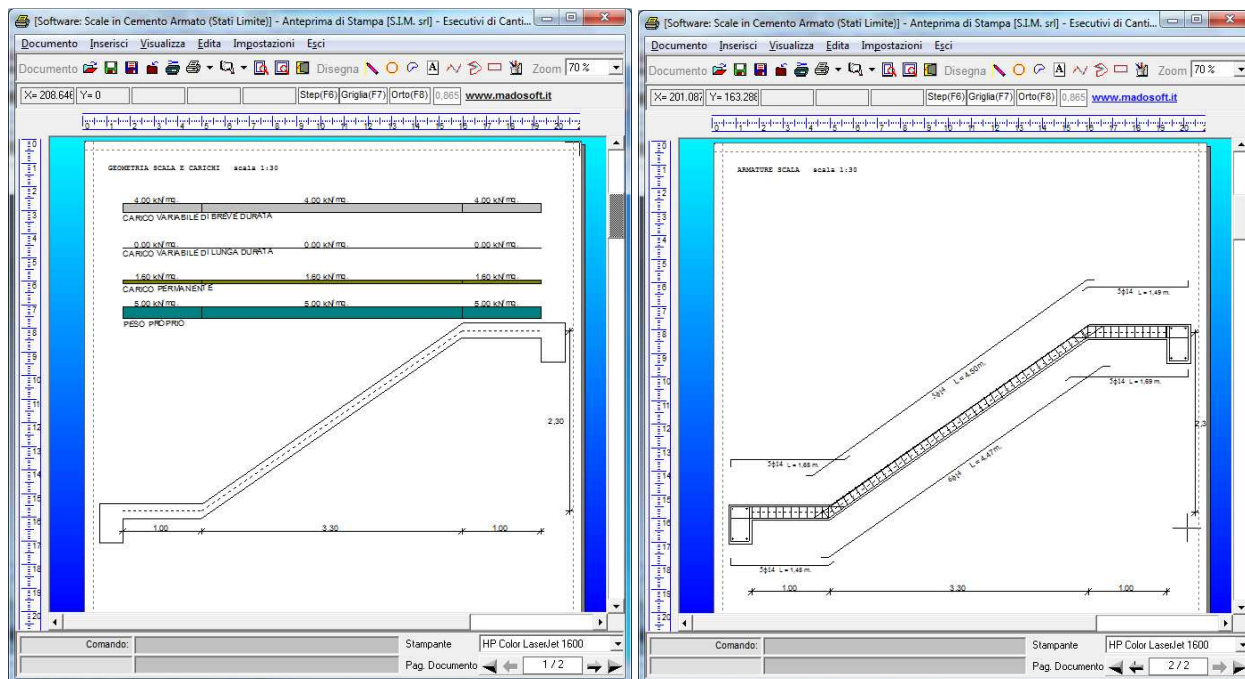


Figura 17 – Anteprima di stampa (Esecutivi di Cantiere)